



TUGAS AKHIR – RC18 -4803

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN STRUKTUR
GEDUNG THE ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI GEMPA INDONESIA
TAHUN 2010 DAN PETA ZONASI GEMPA INDONESIA
TAHUN 2017**

ANDREAS SATYA PUTRA
NRP. 0311 15 400 00056

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavo, S.T., M.T., Ph.D.

Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



TUGAS AKHIR – RC-18-4803

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN STRUKTUR
GEDUNG THE ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2010 DAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2017**

ANDREAS SATYA PUTRA
NRP 0311 15 400 00056

Dosen Pembimbing I
Prof. Taviero, S.T., M.T., Ph.D.
Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumiharian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



FINAL PROJECT – RC-18-4803

**THE COMPARISON OF THE ARUNDAYA
SURABAYA TOWER 2 BUILDING'S STRUCTURE
CALCULATION BASED ON INDONESIA
EARTHQUAKE ZONASION MAP 2010 AND
INDONESIA EARTHQUAKE ZONASION MAP 2017**

ANDREAS SATYA PUTRA
NRP 0311 15 400 00056

Academic Supervisor I
Prof. Tavo, S.T., M.T., Ph.D.
Academic Supervisor II
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil, Environmental and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2019

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN STRUKTUR GEDUNG
THE ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI GEMPA INDONESIA
TAHUN 2010 DAN PETA ZONASI GEMPA INDONESIA
TAHUN 2017**

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Program studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

Oleh:

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP. 03111 15 400 00056

Disetujui oleh pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavo, S.T., Ph.D.(Pembimbing I)

2. Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.(Pembimbing II)



**SURABAYA
JANUARI, 2019**

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN STRUKTUR
GEDUNG THE ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2010 DAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2017**

Nama Mahasiswa : Andreas Satya Putra
NRP : 03111540000056
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK – ITS
Dosen Pembimbing 1 : Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dosen Pembimbing 2 : Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

ABSTRAK

Gempabumi adalah peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Akumulasi energi penyebab terjadinya gempabumi dihasilkan dari pergerakan lempeng-lempeng tektonik. Energi yang dihasilkan dipancarkan kesegala arah berupa gelombang gempabumi sehingga efeknya dapat dirasakan sampai ke permukaan bumi. Indonesia merupakan negara dengan tingkat terjadi gempa yang cukup tinggi. Oleh karena itu peraturan perencanaan struktur gedung tahan gempa di Indonesia terus mengalami perubahan seiring dengan adanya gempa besar yang sering terjadi, awalnya dari SNI 1726:2002 diubah menjadi SNI 1726:2012. Kemudian pada Tahun 2017 lalu rencananya peraturan tersebut akan diubah kembali menjadi lebih baru. Perubahan peraturan perencanaan struktur gedung tahan gempa ini tidak lepas dari perubahan peta zonasi gempa Indonesia yaitu dari peta zonasi gempa Indonesia 2010 menjadi peta zonasi gempa Indonesia 2017.

Dengan adanya perubahan pada peta zonasi gempa Indonesia, maka pastinya perlu ada peninjauan ulang gedung-gedung yang telah berdiri untuk dilihat seberapa besar perbedaan yang akan terjadi jika menggunakan peta zonasi gempa Indonesia terbaru. Masalah yang akan ditinjau adalah besar perbedaan gaya

gempa serta bagaimana perilaku struktur bangunan bila diberi beban gempa yang berbeda berdasarkan peta zonasi gempa Indonesia 2010 dengan peta zonasi gempa Indonesia 2017.

Studi banding ini akan menggunakan bangunan gedung The Arundaya Surabaya Tower 2 sebagai gedung yang akan ditinjau. Dari hasil analisa ini diharapkan dapat mengetahui peningkatan gaya gempa yang terjadi dan kebutuhan tulangan yang serta tulangan geser yang akan di desain sedemikian rupa dengan p di antara p_{min} dan p_{maks} sehingga menghasilkan jumlah tulangan yang berbeda. Dengan mengetahui peningkatan gaya beserta jumlah tulangan yang berbeda, maka dapat diketahui pula % peningkatan dari gaya maupun tulangan dari struktur gedung ini. Permodelan struktur menggunakan bantuan program bantu ETABS dan membuat dua permodelan struktur yang akan di desain dengan dimensi elemen struktur yang sama namun dengan gaya gempa yang berbeda berdasarkan peta zonasi gempa Indonesia 2010 dengan peta zonasi gempa Indonesia 2017. Perencanaan gedung ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sehingga seluruh beban gravitasi dan rangka dipikul oleh rangka.

Kata Kunci : Gempabumi, peta zonasi gempa Indonesia, The Arundaya Surabaya.

THE COMPARISON OF THE ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2 BUILDING'S STRUCTURE CALCULATION BASED ON INDONESIA EARTHQUAKE ZONASION MAP 2010 AND INDONESIA EARTHQUAKE ZONASION MAP 2017

Student Name : Andreas Satya Putra
NRP : 03111540000056
Department : Teknik Sipil FTSLK – ITS
Academic Supervisor : Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
: Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

ABSTRACT

Earthquake is the shaking of the surface of the Earth, resulting from the sudden release of energy in the Earth's lithosphere. The energy produced is emitted in all directions in the form of earthquake waves so that the effect can be felt to the surface of the earth. Indonesia is a country with a ferquent earthquake. Therefore the planning of earthquake-resistant building structures in Indonesia continues to change along with the occurrence of large earthquakes that often occur, initially from SNI 1726: 2002 changed to SNI 1726: 2012. Then in 2017, the plan was that the regulation would be changed again to become newer. This change in the regulation of earthquake-resistant building structure planning is inseparable from changes in the Indonesian earthquake zonation map, namely from the 2010 Indonesian earthquake zoning map to the 2017 Indonesia earthquake zoning map.

With the changes to the Indonesian earthquake zoning map, it is certainly necessary to review the existing buildings to see how much difference will occur if using the latest Indonesian earthquake zoning map. The problem that will be reviewed is the large difference in earthquake force and how the behavior of building structures when given different earthquake loads based on

the 2010 Indonesia earthquake zonation map with the 2017 Indonesian earthquake zoning map.

This comparative study will use the building of The Arundaya Surabaya Tower 2 as the building to be reviewed. From the results of this analysis, it is expected to be able to determine the increase in earthquake force that occurs and the need for reinforcement and shear reinforcement that will be designed in such a way with p between p_{min} and p_{max} so as to produce a number of different reinforcement. By knowing the increase in force and the number of different reinforcement, it can be seen also the % increase of the force and reinforcement of the structure of this building. Structural modeling uses the help of the ETABS auxiliary program and makes two structural models that will be designed with the same structural element dimensions but with different earthquake forces based on the 2010 Indonesia earthquake zoning map with the 2017 Indonesian earthquake zoning map. Planning this building using the “Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus” (SRPMK) so that all gravitational loads and frames are carried by the frame.

Kata Kunci : Earthquake, Indonesian earthquake zoning map, The Arundaya Surabaya.

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Esa karena dengan rahmat, hidayah, serta karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan penyusunan Tugas Akhir ini.

Tugas Akhir ini membahas “Perbandingan Perhitungan Struktur Gedung The Arundaya Surabaya Tower 2 Menggunakan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017”.

Selama proses penyusunan tugas akhir ini, penulis mendapat banyak dukungan, dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, saya sebagai penulis ingin menyampaikan rasa terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Prof. Tavo, S.T., M.T., Ph.D. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir.
2. Bapak Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir.
3. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSLK – ITS.
4. Rekan-rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah memberi dukungan dan semangat dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Dalam penulisan laporan ini, penulis menyadari masih banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan Tugas Akhir ini. Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis, dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Juni 2018

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xvii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah.....	2
1.4 Tujuan.....	2
1.5 Manfaat.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen	5
2.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa	5
2.2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah	6
2.2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	6
2.3 Elemen Struktur Bangunan	6
2.3.1 Pelat.....	6
2.3.2 Balok	7
2.3.3 Kolom.....	7

2.4	Tinjauan Struktur Terhadap Gempa	7
2.4.1	Faktor Keamanan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan.....	7
2.4.2	Kelas Situs.....	8
2.4.3	Wilayah Gempa Indonesia	9
2.5	Periode Alami Struktur.....	12
2.5.1	Respon Spektrum	13
2.5.2	Koefisien Respon Seismik.....	16
2.5.3	Geser Dasar Seismik	17
2.5.4	Kombinasi Pembebanan	17
2.5.5	Simpangan Antar Lantai.....	17
BAB III METODOLOGI		19
3.1	Studi Literatur.....	22
3.2	Data Perencanaan	22
3.3	Preliminary Design.....	23
3.3.1	Perencanaan Dimensi Kolom	23
3.3.2	Perencanaan Dimensi Balok Induk	23
3.4	Pembebanan.....	23
3.4.1	Beban Mati dan Beban Hidup	24
3.4.2	Beban Gempa	24
3.4.3	Kombinasi Pembebanan	25
3.5	Permodelan Struktur.....	25
3.6	Analisa Struktur.....	25
3.7	Perhitungan Struktur Utama	26

3.7.1	Perencanaan Balok Induk	26
3.7.2	Perencanaan Kolom.....	28
3.7.3	Persyaratan “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ”	31
3.7.4	Perencanaan Struktur Dinding Geser	31
3.8	Hubungan Balok Kolom.....	32
3.9	Kesimpulan.....	34
3.10	Jadwal Kegiatan	34
BAB IV PEMBAHASAN		35
4.1	Preliminary Design.....	35
4.1.1	Umum.....	35
4.1.2	Data Perencanaan	35
4.1.3	Pembebanan.....	37
4.1.4	Perencanaan Balok	37
4.1.5	Perencanaan Tebal Pelat.....	41
4.1.6	Perencanaan Kolom.....	46
4.1.7	Perencanaan Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>).....	55
4.2	Pembebanan dan Analisa Struktur	56
4.2.1	Umum.....	56
4.2.2	Permodelan Struktur.....	56
4.2.3	Pembebanan Gravitasi	57
4.2.4	Pembebanan Gempa Dinamis.....	58
4.2.5	Evaluasi Gaya Dalam Elemen Balok	83
4.2.6	Evaluasi Gaya Dalam Elemen Kolom.....	88
4.3	Perencanaan Struktur Sekunder.....	93

4.3.1	Umum.....	93
4.3.2	Perencanaan Tangga.....	93
4.3.3	Perencanaan Pelat.....	102
4.3.4	Perencanaan Balok Anak.....	109
4.3.5	Perhitungan Gaya Uplift Untuk Pelat Basement.....	114
4.4	Perencanaan Struktur Primer.....	115
4.4.1	Umum.....	115
4.4.2	Perencanaan Balok Induk Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010.....	115
4.4.3	Perencanaan Balok Induk Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	131
4.4.4	Perencanaan Kolom Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010.....	147
4.4.5	Perencanaan Kolom Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	154
4.4.6	Perencanaan Hubungan Balok Kolom.....	159
4.4.7	Perencanaan Dinding Geser Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010.....	166
4.4.8	Perencanaan Dinding Geser Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	171
4.5	Perencanaan Pondasi.....	176
4.5.1	Umum.....	176
4.5.2	Beban Struktur Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010.....	177
4.5.3	Beban Struktur Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	178

4.5.4	Spesifikasi Tiang Pancang.....	179
4.5.5	Data Tanah	179
4.5.6	Daya Dukung Pondasi	180
4.5.7	Perencanaan Poer Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010	194
4.5.8	Perencanaan Poer Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017	201
4.5.7	Perencanaan Sloof	208
BAB V PENUTUP		211
5.1	Kesimpulan.....	211
5.2	Saran.....	213
DAFTAR PUSTAKA.....		215
LAMPIRAN		217

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Peta untuk S_s , Parameter Respons Spektrum Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget (MCER).....	10
Gambar 2.2	Peta untuk S_1 , Parameter Respons Spektrum Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget (MCER).....	10
Gambar 2.3	Peta untuk S_s , Parameter Respons Spektrum Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget (MCER).....	11
Gambar 2.4	Peta untuk S_1 , Parameter Respons Spektrum Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget (MCER).....	12
Gambar 2.5	Spektrum Respons Desain.....	16
Gambar 3.1	Flow Chart Pengerjaan Tugas Akhir Secara Garis Besar (1).....	20
Gambar 3.2	Flow Chart Pengerjaan Tugas Akhir Secara Garis Besar (2).....	21
Gambar 4.1	Denah Gedung.....	36
Gambar 4.2	Variasi Balok Induk.....	38
Gambar 4.3	Variasi Balok Anak.....	40
Gambar 4.4	Variasi Pelat.....	42
Gambar 4.5	Permodelan Balok T untuk BI 3.....	43
Gambar 4.6	Permodelan Balok T untuk BA 1.....	44
Gambar 4.7	Kolom yang Ditinjau Sebagai Desain Awal.....	47
Gambar 4.8	Permodelan Pada ETABS.....	56
Gambar 4.9	Grafik Respon Spektrum Desain Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010.....	63
Gambar 4.10	Grafik Respon Spektrum Desain Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	64
Gambar 4.11	Tampak Potongan Gedung Balok yang Akan Ditinjau.....	83
Gambar 4.12	Diagram Momen Tumpuan Kiri Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	85

Gambar 4.13	Persentase Kenaikan Momen Tumpuan Kiri Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	85
Gambar 4.14	Diagram Momen Tumpuan Kanan Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	86
Gambar 4.15	Persentase Kenaikan Momen Tumpuan Kanan Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	86
Gambar 4.16	Diagram Momen Tumpuan Kanan Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	87
Gambar 4.17	Persentase Kenaikan Momen Lapangan Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	87
Gambar 4.18	Tampak Potongan Gedung Kolom yang Akan Ditinjau.....	88
Gambar 4.19	Diagram Gaya Aksial (Pu) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	90
Gambar 4.20	Persentase Kenaikan Gaya Aksial (Pu) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	90
Gambar 4.21	Diagram Momen (Mx) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	91
Gambar 4.22	Persentase Kenaikan Momen (Mx) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	91
Gambar 4.23	Diagram Momen (My) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	92
Gambar 4.24	Persentase Kenaikan Momen (My) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017.....	92
Gambar 4.25	Denah Tangga.....	94
Gambar 4.26	Beban pada Tangga.....	95
Gambar 4.27	Gambar Gaya Dalam.....	97
Gambar 4.28	Pelat Lantai Tipe S1.....	103
Gambar 4.29	Gambar Letak dx dan dy Pada Potongan Pelat.....	105
Gambar 4.30	Denah Balok Anak BA 1.....	109
Gambar 4.31	Denah Balok Induk BI 2.....	116
Gambar 4.32	Denah Balok Induk BI 2.....	131
Gambar 4.33	Denah Kolom.....	148
Gambar 4.34	Output dari SpColumn.....	150
Gambar 4.35	Output SpColumn setelah Mpr.....	152

Gambar 4.36	Output dari SpColumn.....	155
Gambar 4.37	Output SpColumn setelah Mpr.....	157
Gambar 4.38	Luas Joint Efektif.....	161
Gambar 4.39	Diagram Interaksi Shearwall Arah Y.....	171
Gambar 4.40	Diagram Interaksi Shearwall Arah Y Peta Baru ..	176
Gambar 4.41	Grafik Daya Dukung Tanah.....	183
Gambar 4.42	Tiang Pancang Grup 1.....	184
Gambar 4.43	Tiang Pancang Grup 2.....	186
Gambar 4.44	Tang Pancang Grup 3.....	187
Gambar 4.45	Tiang Pancang Grup 1.....	188
Gambar 4.46	Defleksi Akibat Gaya Lateral Pada Tiang.....	189
Gambar 4.47	Pembebanan Poer Tipe 1 (Arah Sumbu X).....	197
Gambar 4.48	Pembebanan Poer Tipe 1 (Arah Sumbu X).....	204
Gambar 4.49	Diagram Interaksi P-M.....	209
Gambar 5.1	Perbandingan Grafik Respon Spektrum.....	211

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa	8
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan Gempa.....	8
Tabel 2.3	Kelas Situs.....	9
Tabel 2.4	Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x	13
Tabel 2.5	koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung	13
Tabel 2.6	Koefisien situs, F_a	14
Tabel 2.7	Koefisien situs, F_v	14
Tabel 4.1	Tebal Minimum Balok Non-Prategang.....	38
Tabel 4.2	Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	39
Tabel 4.3	Rekapitulasi Dimensi Balok Anak.....	40
Tabel 4.4	Rekapitulasi Tebal Pelat Lantai dan Atap.....	46
Tabel 4.5	Beban Total yang Diterima Kolom Lantai 5 – Lantai Atap.....	49
Tabel 4.6	Beban Total yang Diterima Kolom Lantai Basement – Lantai 4.....	51
Tabel 4.7	Rekapitulasi Pembebanan Gravitasi.....	58
Tabel 4.8	Parameter Respon Spektral dan Percepatan Spektral Desain.....	59
Tabel 4.9	Nilai Periode Fundamental T dan Percepatan Respon Spektra.....	61
Tabel 4.10	Koefisien Batas Atas Perioda Gedung.....	65
Tabel 4.11	Periode Fundamental Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia 2010.....	65
Tabel 4.12	Koefisien Batas Atas Perioda Gedung.....	67
Tabel 4.13	Periode Fundamental Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia 2017.....	67
Tabel 4.14	Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS.....	70
Tabel 4.15	Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS Arah V_x dan V_y	70
Tabel 4.16	Hasil Perbandingan Berat Seismik.....	71

Tabel 4.17	Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS Arah Vx dan Vy yang Baru.....	72
Tabel 4.18	Hasil Perbandingan Berat Seismik yang Baru.....	72
Tabel 4.19	Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS.....	74
Tabel 4.20	Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS Arah Vx dan Vy.....	74
Tabel 4.21	Hasil Perbandingan Berat Seismik.....	74
Tabel 4.22	Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS Arah Vx dan Vy yang Baru.....	75
Tabel 4.23	Hasil Perbandingan Berat Seismik yang Baru.....	76
Tabel 4.24	Kontrol Sistem Ganda.....	76
Tabel 4.25	Tabel Partisipasi Massa.....	77
Tabel 4.26	Batas Simpangan Antar Lantai Ijin Pada Gedung....	78
Tabel 4.27	Kontrol Simpangan Arah X.....	79
Tabel 4.28	Kontrol Simpangan Arah Y.....	79
Tabel 4.29	Kontrol Simpangan Arah X Gempa Baru.....	80
Tabel 4.30	Kontrol Simpangan Arah Y Gempa Baru.....	81
Tabel 4.31	Kontrol Eksentrisitas Aktual.....	82
Tabel 4.32	Perhitungan Eksentrisitas Rencana Tiap Lantai.....	82
Tabel 4.33	Output Gaya Dalam Balok Akibat Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010.....	84
Tabel 4.34	Output Gaya Dalam Balok Akibat Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	84
Tabel 4.35	Output Gaya Dalam Kolom Akibat Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010.....	89
Tabel 4.36	Output Gaya Dalam Kolom Akibat Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	89
Tabel 4.37	Rekapitulasi Penulangan tangga.....	102
Tabel 4.38	Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai.....	108
Tabel 4.39	Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap.....	108
Tabel 4.40	Rekapitulasi Penulangan Balok Anak.....	114
Tabel 4.41	Rekapitulasi Penulangan Pelat Basement.....	115
Tabel 4.42	Rekapitulasi Penulangan Balok Induk Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010.....	130

Tabel 4.43	Rekapitulasi Penulangan Balok Induk Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	145
Tabel 4.44	Persentase Peningkatan Kebutuhan Tulangan Balok Induk Antara Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 Dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	146
Tabel 4.45	Persentase Peningkatan Luasan Perlu Tulangan Lentur Balok Induk Antara Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 Dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.....	147
Tabel 4.46	Rekapitulasi Penulangan Kolom.....	154
Tabel 4.47	Rekapitulasi Penulangan Kolom.....	159
Tabel 4.48	Rekap Perhitungan Syarat Panjang Joint.....	160
Tabel 4.49	Beban Pada Kolom.....	177
Tabel 4.50	Beban Pada Kolom.....	178
Tabel 4.51	Hasil Perhitungan Daya Dukung Tanah Untuk D60	182
Tabel 4.52	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Grup 1.	185
Tabel 4.53	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Grup 2.	186
Tabel 4.54	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Grup 3.	187
Tabel 4.55	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Grup 1.	189
Tabel 4.56	Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 1 Terhadap Gaya Lateral.....	191
Tabel 4.57	Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 2 Terhadap Gaya Lateral.....	191
Tabel 4.58	Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 3 Terhadap Gaya Lateral.....	192
Tabel 4.59	Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 1 Terhadap Gaya Lateral.....	194

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gempabumi adalah peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Akumulasi energi penyebab terjadinya gempabumi dihasilkan dari pergerakan lempeng-lempeng tektonik. Energi yang dihasilkan dipancarkan kesegala arah berupa gelombang gempabumi sehingga efeknya dapat dirasakan sampai ke permukaan bumi (BMKG, 2012). Indonesia merupakan salah satu negara yang sering dilanda gempabumi. Menurut Kepala Pusat Data Informasi dan Humas BNPB, Sutopo Purwo Nugroho hal ini terjadi karena wilayah Indonesia dilalui oleh jalur subduksi yaitu pertemuan antara lempeng daratan Eurasia dengan lempeng Samudra Hindia Australia maupun sesar yang ada di daratan.

Dalam merencanakan sebuah bangunan konstruksi ada berbagai macam faktor yang harus diperhatikan dalam perencanaan. Salah satu faktor yang penting dalam perencanaan yaitu ketahanan struktur bangunan terhadap gempa. Di Indonesia terdapat peraturan mengenai gempa yang digunakan yaitu SNI 1726:2012 untuk struktur bangunan gedung dan non gedung serta SNI 2833:2013 untuk perencanaan jembatan.

Berdasarkan data BMKG-2018 aktivitas gempa yang terjadi di Indonesia meningkat drastis pada tahun 2017 dimana pada tahun 2016 jumlah gempa yang dicatat oleh BMKG adalah sebanyak 5578 gempa, sementara pada tahun 2017 tercatat sebanyak 6929 kali gempa. Artinya, pada tahun 2017 terjadi peningkatan 1351 gempa lebih banyak dibandingkan dengan tahun 2016. Maka dari itu, Indonesia berencana akan memperbaharui peta zonasi gempa Indonesia dengan tujuan peningkatan kekuatan struktur dalam menahan gaya gempa serta dapat menghindari keruntuhan bangunan yang dapat berdampak pada jatuhnya korban jiwa.

Perubahan peta zonasi gempa Indonesia dari 2010 menjadi peta zonasi gempa Indonesia 2017 dapat menyebabkan perubahan yang cukup besar, salah satunya yaitu meningkatnya beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan. Dengan terjadinya perubahan pada beban gempa maka akan menghasilkan gaya geser yang berbeda kemudian akan berdampak pula pada hasil output gaya dalam dan penulangan struktur yang berbeda.

Berdasarkan latar belakang di atas maka pada tugas akhir ini akan dilakukan Perbandingan Perhitungan Struktur Gedung The Arundaya Surabaya Tower 2 Menggunakan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.

1.2 Rumusan Masalah

Bagaimana mengetahui perbedaan perhitungan gaya geser dasar, output gaya dalam dan penulangan struktur bangunan The Arundaya Surabaya Tower 2 12 lantai antara menggunakan peta zonasi gempa Indonesia 2010 dan peta zonasi gempa Indonesia 2017?

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam tugas akhir ini adalah :

1. Perhitungan membandingkan perhitungan balok, kolom dan hubungan balok kolom.
2. Struktur bangunan yang direncanakan hanya sampai lantai 12.
3. Tidak memperhitungkan dinding penahan tanah.
4. Tidak memperhitungkan analisa manajemen konstruksi.
5. Tidak memperhitungkan sistem utilitas, jaringan listrik, sanitasi dan finishing.

1.4 Tujuan

Dapat mengetahui perbedaan perhitungan gaya geser dasar, output gaya dalam dan penulangan struktur bangunan The Arundaya Surabaya Tower 2 12 lantai antara menggunakan peta

zonasi gempa Indonesia 2010 dan peta zonasi gempa Indonesia 2017.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diharapkan dari tugas akhir ini adalah :

1. Manfaat untuk pembaca :

Pembaca dapat mengetahui lebih lanjut perbedaan perhitungan gaya geser dasar, output gaya dalam dan penulangan struktur bangunan antara peta zonasi gempa Indonesia 2010 dengan peta zonasi gempa Indonesia 2017.

2. Manfaat untuk penulis :

Penulis dapat lebih memahami perbedaan perhitungan gaya geser dasar, output gaya dalam dan penulangan struktur bangunan antara peta zonasi gempa Indonesia 2010 dengan peta zonasi gempa Indonesia 2017. Serta menambah wawasan penulis sehingga bermanfaat di masa depan.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam membahas masalah yang timbul dalam penulisan tugas akhir ini dibutuhkan suatu teori atau pokok pedoman. Menurut Widjanarko (2006), bahwa taraf keamanan minimum untuk bangunan gedung dan rumah tinggal yang masuk dalam kategori bangunan tahan gempa, yaitu yang memenuhi berikut ini :

1. Bila terkena gempa bumi yang lemah, bangunan tersebut tidak mengalami kerusakan sama sekali.
2. Bila terkena gempa bumi yang lemah, bangunan tersebut boleh rusak pada elemen-elemen non struktural, tetapi tidak boleh rusak pada elemen-elemen struktural.
3. Bila terkena gempa bumi yang sangat kuat, bangunan tersebut tidak boleh runtuh baik sebagian maupun seluruhnya, bangunan tersebut tidak boleh mengalami kerusakan yang tidak dapat diperbaiki, bangunan tersebut boleh mengalami kerusakan tetapi kerusakan yang terjadi harus dapat diperbaiki dengan cepat sehingga dapat berfungsi kembali.

2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen adalah sistem rangka dimana komponen-komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser, dan aksial. Ada beberapa sistem rangka pemikul momen yang dapat dipakai sebagai penahan gaya gempa terhadap gedung antara lain:

2.2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa

Sistem rangka pemikul momen biasa merupakan sistem yang memiliki deformasi inelastik dan tingkat daktilitas yang paling kecil tapi memiliki kekuatan yang besar.

2.2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah

Sistem rangka pemikul momen menengah merupakan suatu metode perencanaan struktur sistem rangka pemikul momen yang menitik beratkan kewaspadaannya terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser.

2.2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Sistem ini digunakan untuk memperhitungkan struktur gedung yang masuk pada zona 5 dan zona 6 yaitu zona wilayah dengan tingkat gempa tinggi. Sistem rangka pemikul momen khusus adalah komponen struktur yang mampu memikul gaya struktur beban gempa dan direncanakan khusus untuk memikul lentur. Komponen struktur tersebut juga harus memenuhi syarat-syarat di bawah ini:

- a. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \times Ag \times f_c'$.
- b. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektif.
- c. Perbandingan antara lebar dan tinggi tidak boleh kurang dari 0,3.
- d. Lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm dan lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

2.3 Elemen Struktur Bangunan

Adapun dalam sebuah bangunan memiliki elemen-elemen struktur seperti berikut, antara lain:

2.3.1 Pelat

struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya *horizontal*, dan beban yang bekerja tegak lurus pada apabila struktur tersebut. Ketebalan bidang pelat ini

relatif sangat kecil apabila dibandingkan dengan bentang panjang/lebar bidangnya. Pelat beton ini sangat kaku dan arahnya horisontal, sehingga pada bangunan gedung, pelat ini berfungsi sebagai diafragma/unsur pengaku *horizontal* yang sangat bermanfaat untuk mendukung ketegaran balok portal (Asroni, 2010).

2.3.2 Balok

Balok merupakan salah satu bagian elemen struktur yang berfungsi menerima beban yang ada.

2.3.3 Kolom

Kolom adalah batang tekan *vertikal* dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (*total collapse*) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996).

2.4 Tinjauan Struktur Terhadap Gempa

Menurut SNI 1726:2012 tentang pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta bagian-bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewat sebesar 2 persen selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

2.4.1 Faktor Keamanan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.1 dan pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikali dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 2.2.

Tabel 2.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726:2012

2.4.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah, menurut SNI 1726:2016 tipe kelas situs harus ditetapkan sesuai dengan ketentuan sesuai Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Kelas Situs

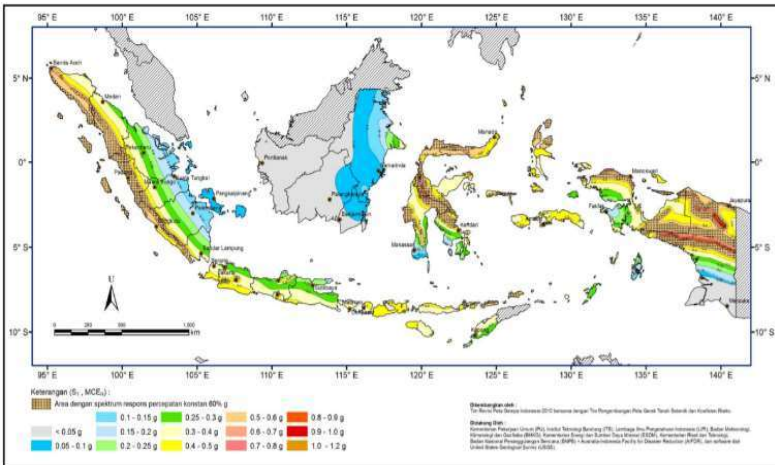
Kelas situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	S_u (KPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 60	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser nilalir $S_u < 25$ KPa			

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

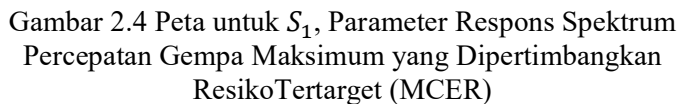
Sumber: SNI 1726:2012

2.4.3 Wilayah Gempa Indonesia

Peta Zona Gempa Indonesia sebagai acuan keamanan dasar dalam perencanaan sebuah bangunan. Pada SNI 1726:2012 dalam perencanaan beban gempa wilayah Indonesia ditetapkan berdasarkan parameter S_s dan S_1 melalui Gambar 2.1 dan Gambar 2.2.



Gambar 2.3 Peta untuk Ss, Parameter Respons Spektrum Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget (MCER)



Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.2 perioda fundamental struktur dapat diperoleh menggunakan rumus sebagai berikut:

$$T_{\min} = C_t H_n^x \quad (2-1)$$

T_{min} = nilai batas bawah periode bangunan

Ct = nilai koefisien yang didapat pada Tabel 2.4

x = nilai koefisien yang didapat pada Tabel 2.4

Tabel 2.4 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Rangka Baja Pemikul Momen	0,0724	0,8
Rangka Beton Pemikul Momen	0,0466	0,9
Rangka Baja dengan Bresing Eksentris	0,0731	0,75
Rangka Baja dengan Bresing Terkekang Terhadap Tekuk	0,0731	0,75
Semua Sistem Struktur Lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 1726:2012

Nilai maksimum periode, T ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_{\max} = C_u \times T_{\min} \quad (2-2)$$

Keterangan:

T_{\max} = nilai batas atas periode bangunan

C_u = nilai koefisien yang didapatkan pada Tabel 2.5

Tabel 2.5 koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726:2012

2.5.1 Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 6.3 cara menentukan respon spektrum harus berdasarkan cara sebagai berikut:

1. Menentukan parameter S_s dan S_1
2. Menentukan kelas situs
3. Koefisien situs (F_a dan F_v)

Tabel 2.6 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik,

Sumber: SNI 1726:2012

Tabel 2.7 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-situs spesifik

Sumber: SNI 1726:2012

4. Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs dapat ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2-3)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2-4)$$

5. Parameter percepatan spektrum desain untuk perioda pendek, SDS dan pada perioda 1 detik, SD1 dapat ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (2-5)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (2-6)$$

6. Membuat Kurva Respon Spektrum

- a) Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan berikut ini:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2-7)$$

- b) Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan SDS.

- c) Untuk perioda lebih besar dari T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

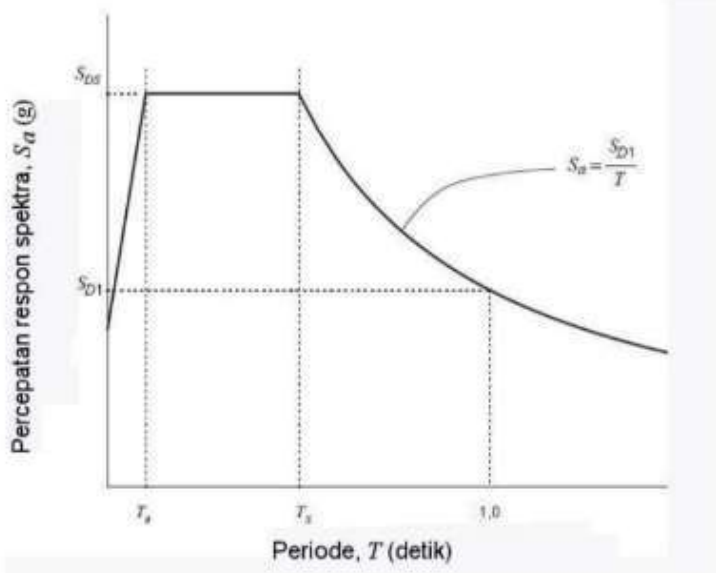
$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2-8)$$

Dimana:

SDS = parameter respons spektruml percepatan desain pada perioda pendek

SD1 = parameter respons spektruml percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda getar fundamental struktur



Gambar 2.5 Spektrum Respons Desain
(Sumber: SNI 1726:2012)

2.5.2 Koefisien Respon Seismik

Koefisien respon seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2-9)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi Respon

I_e = Faktor keutamaan gempa

Nilai C_s tidak boleh melebihi persamaan berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2-10)$$

Nilai C_s tidak boleh kurang dari:

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2-11)$$

2.5.3 Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \times W \quad (2-12)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respon seismik

W = Berat seismik efektif berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.7.2

2.5.4 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 4.2.2 dengan kombinasi pembebanan:

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr atau R)
3. 1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (1,0 L atau 0,5 W)
4. 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr atau R)
5. 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L
6. 0,9 D + 1,0 W
7. 0,9 D + 1,0 E

Dimana:

D = beban mati

W = beban angin

E = beban gempa

R = beban air hujan

L = beban hidup

Lr = beban hidup atap

2.5.5 Simpangan Antar Lantai

Defleksi pusat massa di tingkat x (δx) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta x = \frac{C_d \delta x_e}{I_e} \quad (2-13)$$

Keterangan:

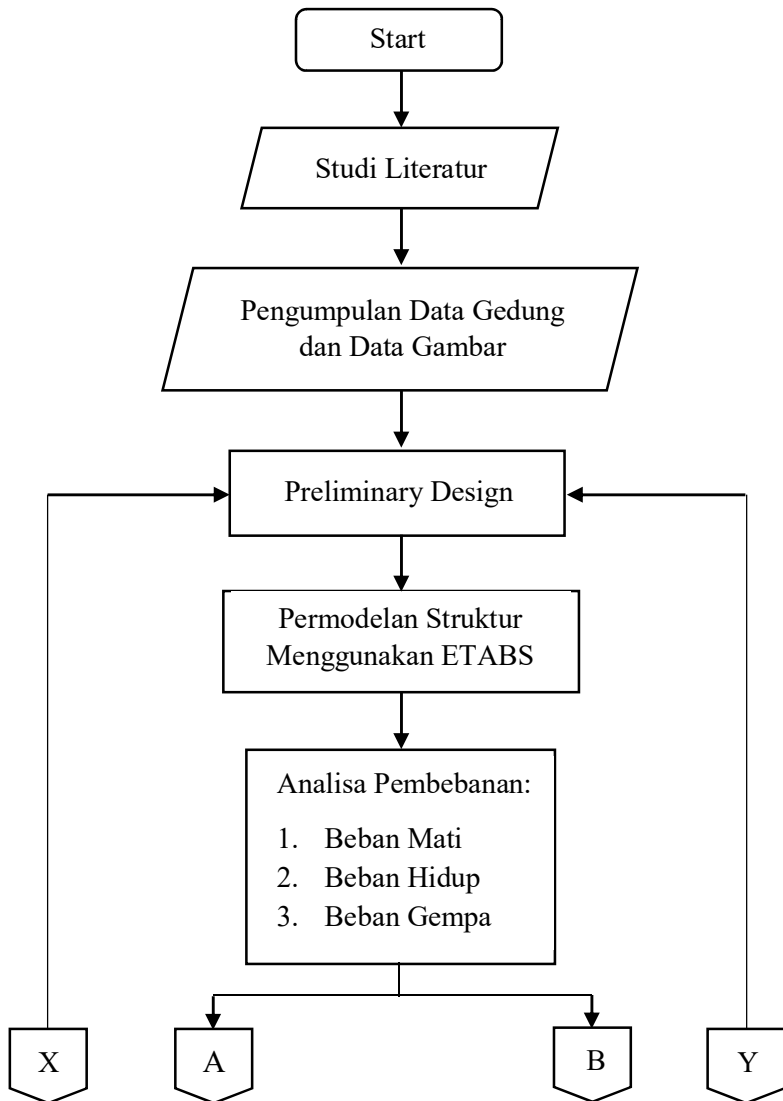
C_d = faktor amplifikasi defleksi dalam SNI 1726:2012 tabel 9

δ_{xe} = defleksi pada lokasi yang disyaratkan yang ditentukan dengan analisis elastis

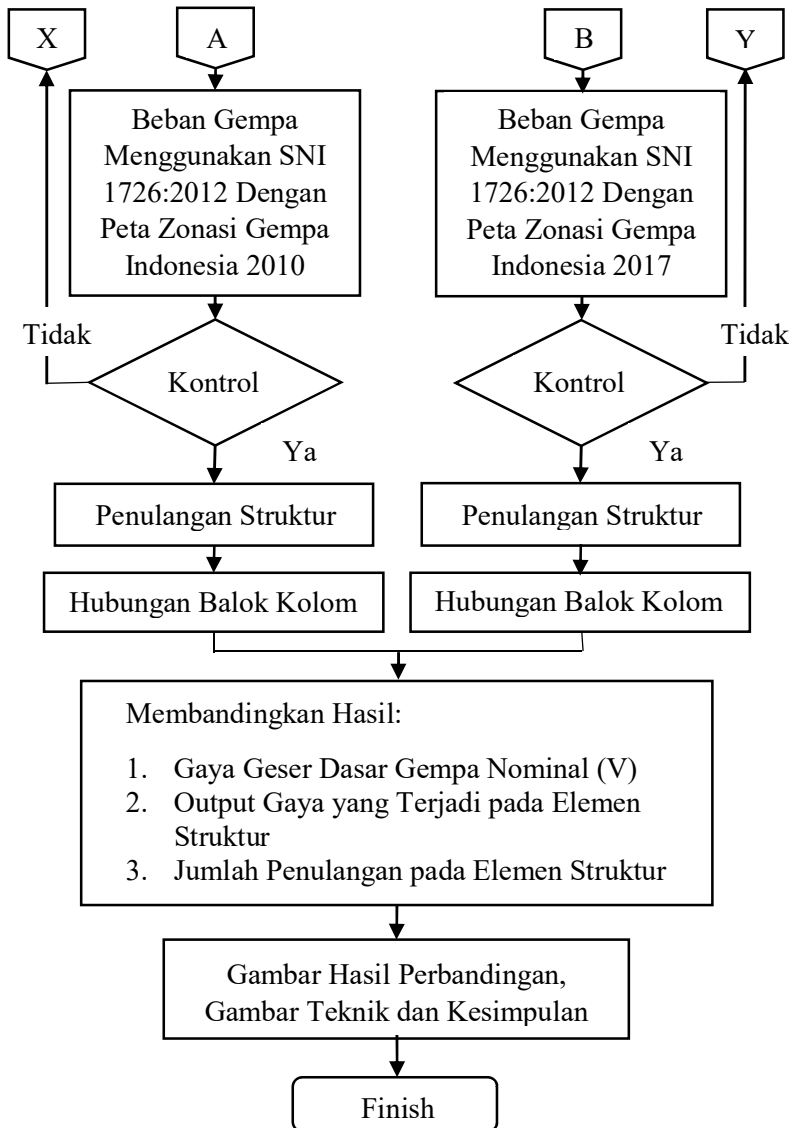
I_e = faktor keutamaan gempa yang disesuaikan dengan SNI 1726:2012 pasal 4.1.2

BAB III METODOLOGI

Metodologi ini akan membahas cara dan urutan pelaksanaan penyelesaian tugas akhir, yaitu dapat dilihat dalam bentuk diagram pada gambar 3.1 dan 3.2:



Gambar 3.1 Flow Chart Pengerjaan Tugas Akhir Secara Garis Besar (1)



Gambar 3.2 Flow Chart Pengerjaan Tugas Akhir Secara Garis Besar (2)

3.1 Studi Literatur

Beberapa Literatur yang digunakan dalam mengerjakan tugas akhir ini antara lain:

- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013).
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012).
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2013).
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983).

3.2 Data Perencanaan

Dalam studi ini, Bangunan gedung The Arundaya Surabaya akan dirancang dengan menggunakan data perencanaan sebagai berikut:

1. Data Umum Bangunan:

- Nama Gedung : The Arundaya Surabaya Tower 2
- Lokasi : Surabaya
- Tipe Bangunan : Hunian
- Jumlah Lantai : 12 lantai
- Tinggi Bangunan : ± 40 meter

2. Data Material:

- Mutu Beton ($f'c$) : 35 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Data Tanah : (Terlampir)

3. Data Gambar:

- Gambar Struktur : (Terlampir)
- Gambar Arsitektur : (Terlampir)
- Gambar Modifikasi : (Terlampir)

3.3 Preliminary Design

Preliminary Design merupakan awal dari perencanaan struktur gedung ini. Pada tahap desain struktur kita menentukan dimensi elemen struktur gedung yang digunakan untuk tahap perencanaan selanjutnya mengacu sesuai dengan SNI 2847:2013 serta buku referensi lainnya yang menunjang dalam desain awal struktur bangunan gedung.

3.3.1 Perencanaan Dimensi Kolom

Dalam Merencanakan dimensi kolom dapat dicari dengan menggunakan rumus sebagai berikut.

$$A = \frac{W}{\phi \times f_{c'}'} \quad (3-1)$$

Dimana,

W = Beban aksial yang diterima kolom.

$f_{c'}$ = Kuat tekan beton karakteristik.

A = Luas penampang kolom.

ϕ = faktor reduksi

3.3.2 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 tabel 9.5(a) untuk perhitungan tebal minimum balok non-prategang.

$$h_{min} = \frac{L}{16} \left(0,4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (3-2)$$

(Digunakan untuk f_y selain 420 Mpa)

$$b = \frac{2}{3} h \quad (3-3)$$

Dimana:

b = Lebar Balok

h = Tinggi Balok

L = Panjang Balok

3.4 Pembebanan

Dalam melakukan analisa desain suatu struktur, perlu ada gambaran yang jelas mengenai perilaku dan besar beban yang bekerja pada struktur. Perilaku suatu struktur sangat dipengaruhi oleh beban-beban yang bekerja padanya. Beban yang bekerja pada

suatu struktur ada beberapa jenis menurut karakteristik, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut ini akan menjelaskan lebih detail mengenai pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan SNI 1726:2012, SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

3.4.1 Beban Mati dan Beban Hidup

Tahap pembebanan meliputi beban mati dan beban hidup yang mengacu pada peraturan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

3.4.2 Beban Gempa

Perhitungan analisa beban gempa mengacu pada peraturan SNI 1726:2012 dengan langkah sebagai berikut:

- Penentuan Respon Spektrum
Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Peta Zonasi Gempa Indonesia 2010 dan 2017 untuk s_1 dan s_s .

- Respon seismik (C_s)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3-4)$$

(SNI 1726:2012 persamaan 7.8-2)

Dimana:

SDS = percepatan spektrum respons disain dalam rentan periode pendek

R = faktor modifikasi respons dalam tabel 7.2-1 (SNI 1726:2012)

I_e = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan Tabel 6.4

nilai C_s max tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3-5)$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral

$$V = C_s \times W \quad (3-6)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3-7)$$

Dimana:

CS = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1

W = berat seismik efektif menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.7.2

3.4.3 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 4.2.2 dengan kombinasi pembebanan.

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr atau R)
3. 1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (1,0 L atau 0,5 W)
4. 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr atau R)
5. 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L
6. 0,9 D + 1,0 W
7. 0,9 D + 1,0 E

Dimana:

D = beban mati

W = beban angin

E = beban gempa

R = beban air hujan

L = beban hidup

Lr = beban hidup atap

3.5 Permodelan Struktur

Melakukan pemodelan pada program bantu SAP 2000 dengan memberikan pembebanan awal gempa berdasarkan peta zonasi gempa Indonesia 2010 dan peta zonasi gempa Indonesia 2017.

3.6 Analisa Struktur

Kontrol hasil output dari program bantu SAP2000 yaitu:

1. Kontrol periode fundamental struktur (T)
2. Gaya geser dasar (V)
3. Simpangan antar lantai (Δ_s)

Jika ketiga kontrol tersebut terpenuhi, maka dilakukan perhitungan kebutuhan tulangan untuk struktur utama (balok dan

kolom) serta merencanakan hubungan antara balok dan kolom. Jika tidak terpenuhi, maka dilakukan pengecekan kembali dan perubahan pada tahap preliminary design.

3.7 Perhitungan Struktur Utama

Perencanaan gedung ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Perhitungan struktur utama dilakukan setelah melakukan perhitungan gaya-gaya dalam yang diperoleh dari hasil analisa struktur. Kemudian akan dilakukan perencanaan penulangan lentur dan geser pada elemen struktur utama.

3.7.1 Perencanaan Balok Induk

3.7.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Langkah-langkah yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur balok adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data d , f'_c , f_y , dan μ
2. Menentukan harga β_1 berdasarkan SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad (3-8)$$

3. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan dengan syarat menurut SNI 2847:2013

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3-9)$$

$$\rho_{max} = 0,25 \quad (3-10)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \quad (3-11)$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (3-12)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3-13)$$

4. Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad (3-14)$$

5. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} \quad (3-15)$$

Dimana: $\phi = 0,75$ (SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7))

6. Hitung Rasio Tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) \quad (3-16)$$

Dimana: $\rho_{min} < \rho \text{ pakai} < \rho_{max}$

7. Menentukan Luas Tulangan

$$A_s = \rho b d \quad (3-17)$$

8. Menentukan Jumlah Tulangan

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{A_s \text{ Tulangan}}{1/4 \times \pi \times \text{diameter}^2} \quad (3-18)$$

9. Menentukan Jarak Tulangan

$$\text{Jarak Tulangan} = \frac{b - n \times \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1} \quad (3-19)$$

3.7.1.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi $\emptyset V_n \geq V_u$,

Dimana:

V_n = kuat geser nominal penampang

V_u = kuat geser terfaktor pada penampang

\emptyset = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s)

$$V_n = V_c + v_s \quad (3-20)$$

$$V_c = 0,17 \alpha \sqrt{f'_c} \times b w \times d \quad (3-21)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (3-22)$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$\emptyset V_n \geq V_u$,

Dimana:

V_u = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_n = Kuat geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat geser nominal tulangan geser

3.7.1.3 Kontrol Torsi

Kontrol terhadap torsi berdasarkan SNI 2847:2013 dengan syarat:

$$Tu \leq \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{12} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (3-23)$$

Perencanaan Penampang Terhadap Torsi:

$$Tu \leq \phi T_n \quad (3-24)$$

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2A_0 A_t f_y}{s} \times \cot \theta \quad (3-25)$$

Dimana :

T_u = Momen torsi terfaktor

T_n = Kuat momen torsi

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

A_0 = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser mm²

3.7.2 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

3.7.2.1 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.1. jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi-kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
- Rasio dimensi lebih besar dari 0,4

3.7.2.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara gaya aksial dan momen pada kolom.

3.7.2.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6, luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ atau lebih dari $0,06 A_g$.

3.7.2.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0,8 \times \phi \times (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}) > P_u \quad (3-26)$$

Dimana :

ϕP_n = kekuatan aksial desain

3.7.2.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana V_e

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur. M_{pr} didapatkan

dengan Bantuan SpCollumn Pada Grafik Interaksi Kolom Biaksial dengan memperbesar kuat tarik baja sebesar $1,25 \times f_y$. Gaya Geser Rencana didapatkan dengan Rumus Sebagai Berikut:

$$V_e = (M_{pr1} + M_{pr2}) / l_n \quad (3-27)$$

Dimana :

V_e = Gaya Geser Desain

M_{pr} = kekuatan momen maksimum yang mungkin

P_u = beban aksial terfaktor

3.7.2.6 Penulangan Transversal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom interior sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (Ash) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

$$l_o \geq h \quad (3-28)$$

$$l_o \geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} \quad (3-29)$$

$$l_o \geq 500 \text{ mm} \quad (3-30)$$

Dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$1/4 \text{ dimensi terkecil kolom} \quad (3-31)$$

$$6 \times d_b \quad (3-32)$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Ashmin sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$Ash = 0,3 \times \frac{s \times bc \times f_c'}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (3-33)$$

Dan

$$Ash = 0,09 \times \frac{s \times bc \times f_c'}{f_y} \quad (3-34)$$

Dimana :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

bc = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm²)

F_y = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

3.7.3 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 kuat kolom harus memenuhi:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \quad (3-35)$$

Dimana:

$\sum M_{nc}$ = Momen kapasitas kolom

$\sum M_{nb}$ = Momen kapasitas balok

Untuk M_{nc} didapatkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau guna mengontrol syarat strong column weak beam. Setelah didapatkan jumlah tulangan kolom yang diperlukan, selanjutnya adalah mengontrol kapasitas kolom tersebut agar memenuhi persyaratan strong column weak beam.

3.7.4 Perencanaan Struktur Dinding Geser

3.7.4.1 Kuat Aksial Rencana

- Dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2.

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{K L_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (3-36)$$

3.7.4.2 Pemeriksaan Tebal Dinding

- Tebal Tebal dinding dianggap cukup bila memenuhi SNI 2847:2013 pasal 11.9.3.

$$\phi x V_n = \phi \frac{5}{6} x \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d \geq V_u \quad (3-37)$$

Dimana: $d = 0,8 I_w$

3.7.4.3 Kuat Geser Beton

- Dihitung Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.9.6.

$$V_c = 0,27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 l_w} \quad (3-38)$$

Atau

$$V_c = 0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \cdot 0,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 0,2 \frac{N_u}{l_w \cdot h}}{\frac{M_u}{V_u} \frac{l_w}{2}} \quad (3-39)$$

Dimana:

l_w	= panjang keseluruhan dinding
N_u	= positif untuk gaya tekan dan negatif untuk gaya tarik
$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$	= jika nilainya negatif, maka tidak dapat digunakan

3.7.4.4 Keperluan Penulangan Geser

- Penulangan geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 13.9.8.

3.7.4.5 Penulangan Geser Horizontal

- Dihitung berdasarkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.

3.7.4.6 Penulangan Geser Vertikal

- Dihitung berdasarkan SNI 2847:2002 pasal 11.9.9.4

3.8 Hubungan Balok Kolom

1 Persyaratan Umum Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2

- Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka HBK harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$.
- Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang.
- Jika tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati HBK, maka dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk beton ringan, maka dimensi tersebut tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok.

2 Persyaratan Tulangan Transversal Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.3

- Tulangan transversal berbentuk sengkang tertutup (seperti pada lokasi sendi plastis kolom) harus disediakan pada daerah HBK.
 - Pada suatu HBK yang memiliki balok dengan lebar sekurangnya $\frac{3}{4}$ lebar kolom dan merangka pada keempat sisi kolom tersebut, maka dapat dipasang tulangan transversal setidaknya sejumlah $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan di daerah sendi plastis kolom. Tulangan transversal ini dipasang di daerah HBK pada setinggi balok terendah yang merangka ke HBK. Pada daerah ini, jarak tulangan transversal boleh diperbesar menjadi 150 mm.
 - Pada HBK dengan lebar balok lebih besar daripada lebar kolom, tulangan transversal seperti pada daerah sendi plastis kolom harus disediakan untuk memberikan kekangan terhadap tulangan longitudinal balok yang terletak di luar inti kolom.
- 3 Kuat Geser Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4 dimana Kuat geser nominal HBK untuk beton normal diambil tidak melebihi dari :
- $$1,7 \sqrt{f'cA_j} \quad (3-40)$$
- (untuk HBK yang terkekang keempat sisinya)
- $$1,25 \sqrt{f'cA_j} \quad (3-41)$$
- (untuk HBK yang terkekang ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan)
- $$1,0 \sqrt{f'cA_j} \quad (3-42)$$
- (untuk HBK yang lainnya)
- Dengan A_j adalah merupakan luas efektif dari HBK. Untuk beton ringan, kuat geser nominal HBK tidak boleh diambil melebihi $\frac{3}{4}$ dari batasan untuk beton normal. Suatu balok yang merangka pada suatu HBK dianggap mampu memberikan kekangan jika setidaknya $\frac{3}{4}$ bidang muka HBK tersebut tertutupi oleh balok yang merangka ke HBK tersebut.
- 4 Panjang Penyaluran Tulangan Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.5.1

- 3,25ldh, jika tebal pengecoran beton di bawah tulangan tersebut lebih dari 300 mm

[illegible]

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

4.1.1 Umum

Preliminary design merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. *Preliminary design* yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan *preliminary design* harus dilakukan terlebih dahulu penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.1.2 Data Perencanaan

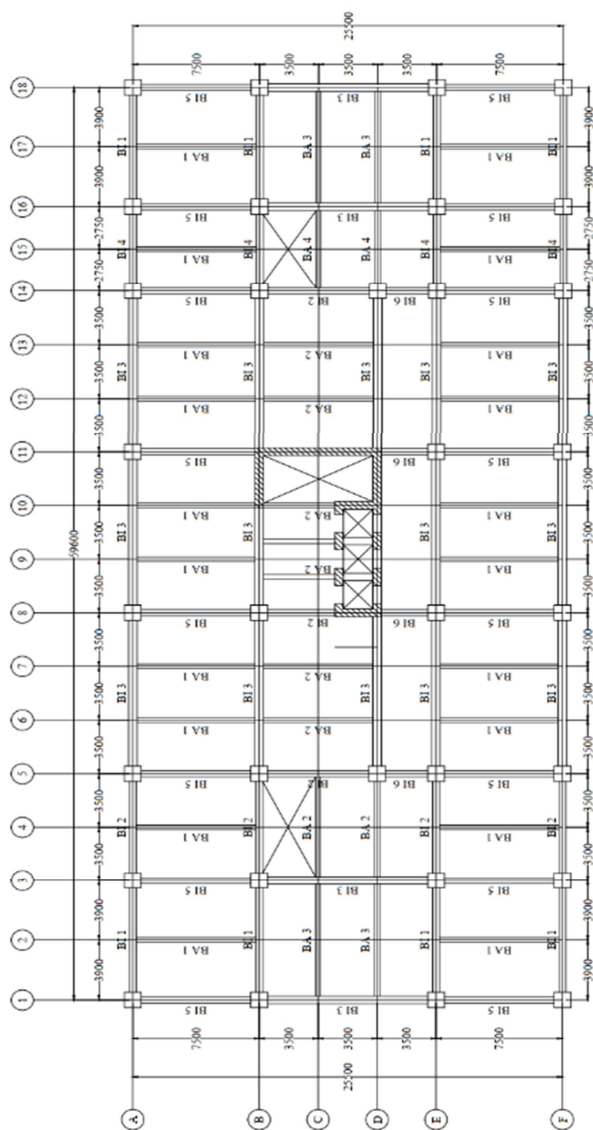
Perencanaan gedung apartemen The Arundaya Surabaya menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

1. Data Umum Bangunan:

- Nama Gedung : The Arundaya Surabaya Tower 2
- Lokasi : Surabaya
- Tipe Bangunan : Hunian
- Jumlah Lantai : 12 Lantai
- Tinggi Bangunan : ± 40 meter
 - Lantai 1-4 = 3,5 m
 - Lantai 5 = 5 m
 - Lantai 6-12 = 3,2 m

2. Data Bahan:

- Mutu Beton (f'_c) : 35 MPa
- Mutu Baja (f_y) : 420 Mpa
- Data Tanah : Terlampir



Gambar 4.1 Denah Gedung

4.1.3 Pembebanan

1. Beban Gravitasi:

- Beban Mati:
 - Beton Bertulang : 2400 kg/m^2
 - Plafon : 11 kg/m^2
 - Penggantung : 7 kg/m^2
 - Ducting dan Plumbing : 30 kg/m^2
 - Keramik : 24 kg/m^2
 - Spesi 1 cm : 21 kg/m^2
- Beban Hidup:
 - Lantai Atap : $57,6 \text{ kg/m}^2$
 - Air Hujan : 20 kg/m^2
 - Kamar : $98,28 \text{ kg/m}^2$
 - Koridor : $245,2 \text{ kg/m}^2$
 - Kantor : $122,85 \text{ kg/m}^2$
 - Restoran : 479 kg/m^2

2. Beban Gempa:

Perencanaan serta perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

4.1.4 Perencanaan Balok

4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum (h_{\min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. (tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung).

Tabel 4.1 Tebal Minimum Balok Non-Prategang

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar				
Pelat masif satu-arah	$\ell / 20$	$\ell / 24$	$\ell / 28$	$\ell / 10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$\ell / 16$	$\ell / 18,5$	$\ell / 21$	$\ell / 8$

CATATAN:
 Panjang bentang dalam mm.
 Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut:
 (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*), w_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,00.
 (b) Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

(Sumber : SNI 2847:2013)

Dimensi balok induk direncanakan menggunakan :

$$h_{\min} = \frac{L}{16}$$

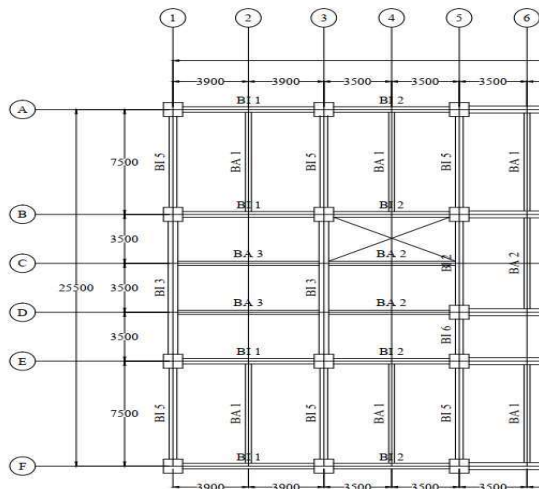
$$b = \frac{2}{3}h$$

Dimana :

L = Panjang balok (m)

h = Tinggi balok (m)

b = Lebar balok (m)



Gambar 4.2 Variasi Balok Induk

Perhitungan perencanaan balok induk :

Balok Induk (BI 1), $L = 7,8 \text{ m}$

$$h_{\min} = \frac{L}{16} = \frac{7,8}{16} = 0,49 \text{ m} \approx 0,7 \text{ m}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 0,49 = 0,33 \text{ m} \approx 0,4 \text{ m}$$

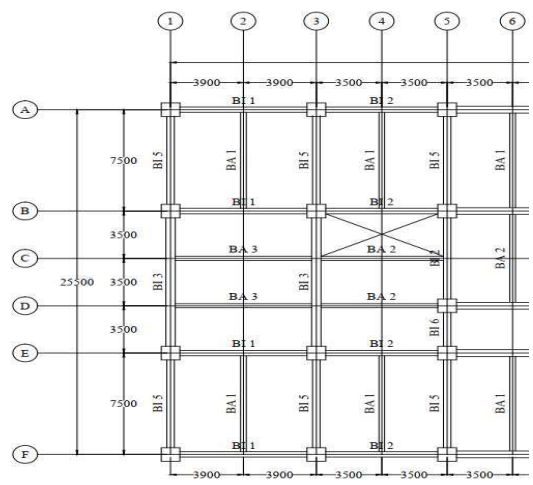
Maka digunakan dimensi balok induk BI 1 40/70 cm. Untuk tipe balok induk lainnya dengan bentang yang berbeda, berikut rekapitulasi dimensi balok induk dapat dilihat pada Tabel 4.2 :

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Balok (m)		Dimensi Balok (cm)	
		b	h	b	h
BI 1	7.80	0.33	0.49	40.00	70.00
BI 2	7.00	0.29	0.44	40.00	70.00
BI 3	10.50	0.44	0.66	50.00	75.00
BI 4	5.50	0.23	0.34	40.00	70.00
BI 5	7.50	0.31	0.47	40.00	70.00
BI 6	3.50	0.15	0.22	40.00	70.00

4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak dengan mutu beton 35 Mpa dan mutu baja 420 Mpa direncanakan balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. tabel 9.5(a) yang dapat dilihat pada Tabel 4.1.



Gambar 4.3 Variasi Balok Anak

Perhitungan perencanaan balok anak :

Balok Anak (BA 1), $L = 7,5 \text{ m}$

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{7,5}{16} = 0,36 \text{ m} \approx 0,55 \text{ m}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 0,36 = 0,24 \text{ m} \approx 0,3 \text{ m}$$

Maka digunakan dimensi balok anak BA 1 30/55 cm, berikut rekapitulasi dimensi balok anak dapat dilihat pada Tabel 4.3 :

Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Balok (m)		Dimensi Balok (cm)	
		b	h	b	h
BA 1	7.50	0.24	0.36	30.00	55.00
BA 2	7.00	0.22	0.33	30.00	55.00
BA 3	7.80	0.25	0.37	30.00	55.00
BA 4	5.50	0.17	0.26	30.00	55.00

4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi menjadi dua jenis yaitu :

- Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih besar atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.
- Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 yaitu:

- Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ menggunakan pasal 9.5.3.3
- Untuk $0,2 \leq \alpha_m \leq 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h1 = \frac{Ln \times \left(0,8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari 120 mm}$$

- Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h2 = \frac{Ln \times \left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

Dimana :

L_n = panjang bentang bersih

S_n = lebar bentang bersih

fy = tegangan leleh baja

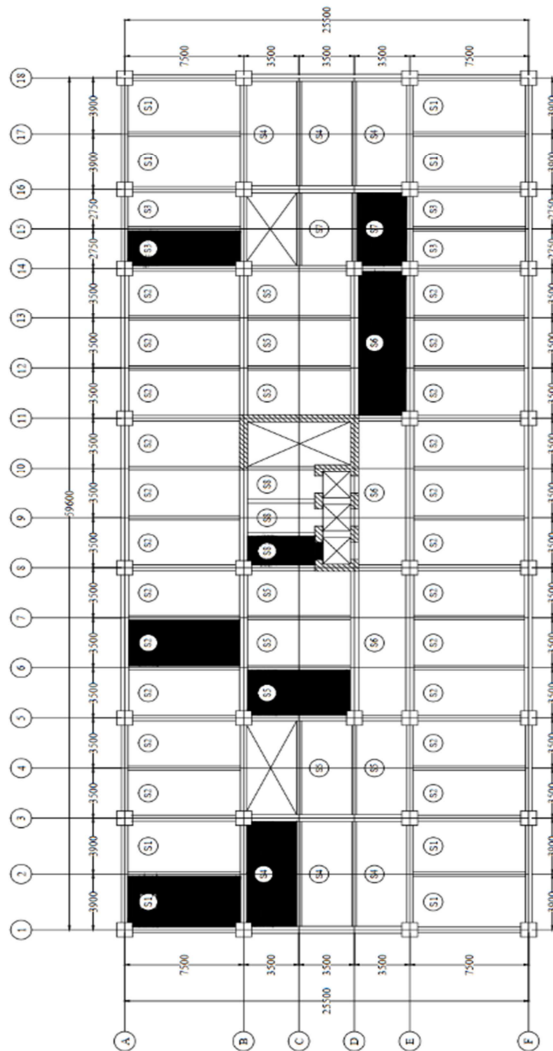
β = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

α_m = nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

4.1.5.1 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu Beton : 35 Mpa
- Mutu Baja : 420 Mpa
- Rencana Tebal Pelat Lantai dan Atap : 120 mm



Gambar 4.4 Variasi Pelat

4.1.5.2 Perhitungan Tebal Pelat

Direncanakan 1 tipe pelat lantai dan pelat atap (S2) dengan data perencanaan sebagai berikut :

- Dimensi Pelat : 350 cm x 750 cm
- Tebal Pelat Rencana : 12 cm

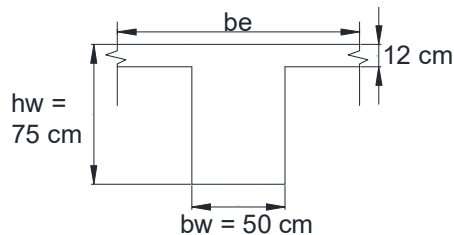
$$L_n = 750 - \left(\frac{50+5}{2} \right) = 700 \text{ cm}$$

$$S_n = 350 - \left(\frac{30+30}{2} \right) = 320 \text{ cm}$$

$$\beta = \left(\frac{L_n}{S_n} \right) = \left(\frac{700}{320} \right) = 2,19 \geq 2 \text{ (Pelat 1 Arah)}$$

- Balok BI 3 :

berikut merupakan permodelan untuk balok T untuk Balok tipe BI 3:



Gambar 4.5 Permodelan Balok T untuk BI 3

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
 $be = 50 + 2 \times (75 - 12)$
 $be = 176 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$
 $be = 50 + 8 \times 12$
 $be = 146 \text{ cm}$
- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 320$
 $be = 80 \text{ cm (menentukan)}$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \frac{80}{50} - 1 \left(\frac{12}{75}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{75}\right) + 4 \left(\frac{12}{75}\right)^2 + \left(\frac{80}{50} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{80}{50} - 1\right) \left(\frac{12}{75}\right)}$$

$$k = 1,2$$

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$$

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1,2 \times 50 \times 75^3$$

$$I_{\text{balok}} = 2116025,92 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{t^3}{12} \times bs$$

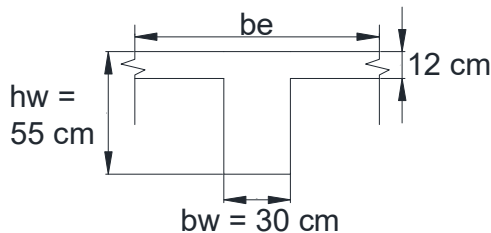
$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 350$$

$$I_{\text{pelat}} = 80033,33 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{2116025,92}{80033,33} = 26,44$$

- Balok BA 1 :

berikut merupakan permodelan untuk balok T untuk Balok tipe BA 1:



Gambar 4.6 Permodelan Balok T untuk BA 1

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
 $be = 30 + 2 \times (55 - 12)$
 $be = 116 \text{ cm (menentukan)}$
- $be = bw + 8 \times hf$
 $be = 30 + 8 \times 12$
 $be = 126 \text{ cm}$

- $$be = \frac{1}{4} \times L$$

$$be = \frac{1}{4} \times 700$$

$$be = 175 \text{ cm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{116}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{55}\right) + 4 \left(\frac{12}{55}\right)^2 + \left(\frac{116}{55} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{116}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)}$$

$$k = 1,73$$

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{t^3}{12} \times bs$$

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1,73 \times 30 \times 55^3$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 750$$

$$I_{\text{balok}} = 719190,51 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = 171500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{719190,51}{171500} = 4,19$$

Jadi α_m rata-rata adalah

$$\alpha_m = \frac{2(26,44 + 4,19)}{4} = 15,32$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5,

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= \frac{\ln x \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \\
 &= \frac{700 \times \left(0,8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9(2,19)} \\
 &= 13,83 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat 12 cm. Tebal rencana pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.

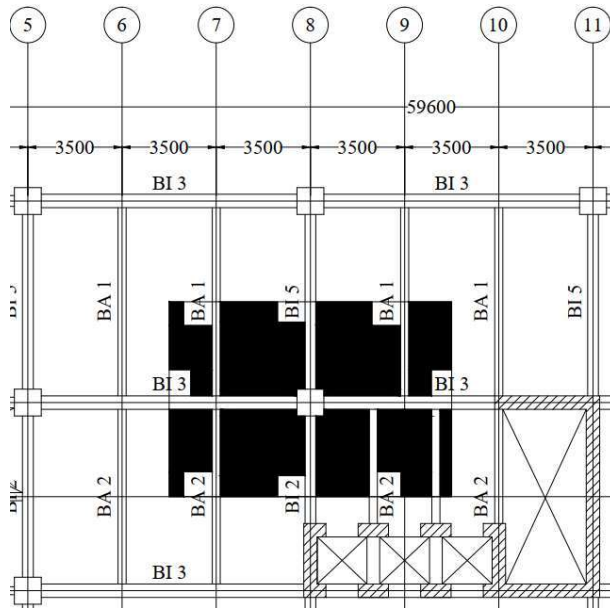
Dari cara perhitungan di atas, didapatkan rekapitulasi tebal pelat pada tabel 4.4 :

Tabel 4.4 Rekapitulasi Tebal Pelat Lantai dan Atap

Tipe Pelat	Dimensi Pelat (cm)					Tipe Arah	Tebal (cm)	Tebal Rencana (cm)
	p	l	Ln	Sn	β			
S1	390	750	710	355	2.00	1	19.50	12
S2	350	750	700	320	2.19	1	17.50	12
S3	275	750	710	240	2.96	1	13.75	12
S4	350	780	730	315	2.32	1	17.50	12
S5	350	700	650	315	2.06	1	17.50	12
S6	350	700	660	300	2.20	1	17.50	12
S7	350	550	505	315	1.60	2	11.02	12
S8	233.75	450	400	198.75	2.01	1	11.69	12

4.1.6 Perencanaan Kolom

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban berfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.



Gambar 4.7 Kolom yang Ditinjau Sebagai Desain Awal

Pada Gambar 4.7, terlihat kolom yang akan direncanakan memikul beban dari seperempat masing-masing luasan pelat yang diatasnya. Data-data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal Pelat : 12 cm
- Tinggi Tiap Lantai Basement – Lantai 4: 350 cm
- Tinggi Lantai 5 : 500 cm
- Tinggi Tiap Lantai 6 – Lantai Atap : 320 cm

Pembebanan yang terdapat kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan beban hidup, yang diberikan di setiap lantai sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi

kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 5 lantainya.

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktur yang memiliki $KLL \cdot A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$ dapat dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$A_{TT} = 10,5 \text{ m} \times 7,25 \text{ m} = 76,13 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 4$$

$$K_{LL} \times A_{TT} = 4 \times 76,13 \text{ m}^2 = 304,5 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$$L_o = 96 \text{ kg/m}^2 \text{ (beban hidup lantai atap)}$$

$$R_1 = 0,6 \text{ (untuk } A_{TT} \geq 55,74 \text{ m}^2)$$

$$R_2 = 1$$

$$L_r = L_o \cdot R_1 \cdot R_2 = 57,6 \text{ kg/m}^2 \sim 0,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Syarat} = 0,58 \leq L_r \leq 0,96$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai koridor

$$L_o = 479 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 479 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 479 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{304,5}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 245,20 \text{ kg/m}^2 \geq 191,6 \text{ kg/m}^2$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai kamar

$$L_o = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 192 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 192 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{304,5}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 98,28 \text{ kg/m}^2 \geq 76,8 \text{ kg/m}^2$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai kantor

$$L_o = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 240 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{KLL \times AT}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 240 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{304,5}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 122,85 \text{ kg/m}^2 \geq 96 \text{ kg/m}^2$$

Berikut adalah tabel pembebanan pada kolom yang ditinjau sebagai desain awal :

Tabel 4.5 Beban Total yang Diterima Kolom Lantai 5 – Lantai Atap

Pelat Lt. 12 (Atap)						
Beban Mati	Berat Sendiri	Satuan	b (m)	L (m)	t (m)	Berat (kg)
Pelat Lantai 12 (12 cm)	2400	kg/m ³	10.5	7.25	0.12	25578.00
Aspal	14	kg/m ²	10.5	7.25		1065.75
Spesi (1 cm)	21	kg/m ³	10.5	7.25		1598.63
Plafon	11	kg/m ²	10.5	7.25		837.38
Penggantung	7	kg/m ²	10.5	7.25		532.88
Ducting dan Plumbing	30	kg/m ²	10.5	7.25		2283.75
BI 3	2400	kg/m ³	0.5	5.25	0.75	4725.00
BI 3	2400	kg/m ³	0.5	5.25	0.75	4725.00
BI 5	2400	kg/m ³	0.4	3.75	0.7	2520.00
BI 2	2400	kg/m ³	0.4	3.5	0.7	2352.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00

BA 1	2400	kg/m ³	0.3	3.75	0.55	1485.00
BA 1	2400	kg/m ³	0.3	3.75	0.55	1485.00
W _D =						53346.38
Beban Hidup	Berat Sendiri	Satuan	b (m)	L (m)	t (m)	Berat (kg)
Lantai atap	57.6	kg/m ²	10.5	7.25		4384.80
Air Hujan	20	kg/m ²	10.5	7.25		1522.50
W _L =						5907.30
Pelat Lt. 6-11						
Beban Mati	Berat Sendiri	Satuan	b (m)	L (m)	t (m)	Berat (kg)
Pelat Lantai (12 cm)	2400	kg/m ³	10.5	7.25	0.12	25578.00
Plafon	11	kg/m ²	10.5	7.25		837.38
Penggantungan	7	kg/m ²	10.5	7.25		532.88
Ducting dan Plumbing	30	kg/m ²	10.5	7.25		2283.75
Keramik	24	kg/m ²	10.5	7.25		1827.00
Spesi (1 cm)	21	kg/m ³	10.5	7.25		1598.63
Dinding Bata Ringan	100	kg/m ²	27.7		3.2	8864.00
Kolom 80/80	2400	kg/m ³	0.8	0.8	3.2	4915.20
BI 3	2400	kg/m ³	0.5	5.25	0.75	4725.00
BI 3	2400	kg/m ³	0.5	5.25	0.75	4725.00
BI 5	2400	kg/m ³	0.4	3.75	0.7	2520.00
BI 2	2400	kg/m ³	0.4	3.5	0.7	2352.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00

BA 1	2400	kg/m ³	0.3	3.75	0.55	1485.00
BA 1	2400	kg/m ³	0.3	3.75	0.55	1485.00
W _D =						67886.83
Beban Hidup	Berat Sendiri	Satuan	b (m)	L (m)	t (m)	Berat (kg)
Koridor Ruang	245.20	kg/m ²	10.5	2.1		5406.58
Koridor Lift	245.20	kg/m ²	5.25	3.5		4505.48
Kamar (Atas)	98.28	kg/m ²	10.5	1.65		1702.76
Kamar (Bawah)	98.28	kg/m ²	3.5	5.25		1805.96
W _L =						13420.78

Jadi berat total yang diterima satu kolom :

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$W = 691091,93 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 40 \text{ Mpa} = 400 \text{ kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$A = 3 \frac{P}{f_{tc}} = 3 \frac{691091,93}{400} = 5183,19 \text{ cm}^2$$

Direncanakan :

$$b = h = \sqrt{A} = \sqrt{5183,19} = 71,99 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

Jadi dimensi yang kolom digunakan untuk lantai 5 - lantai atap adalah 80/80 cm

Tabel 4.6 Beban Total yang Diterima Kolom Lantai Basement – Lantai 4

Pelat Lt. 5						
Beban Mati	Berat Sendiri	Satuan	b (m)	L (m)	t (m)	Berat (kg)
Pelat Lantai (12 cm)	2400	kg/m ³	10.5	7.25	0.12	25578.00

Beban Mati	Berat Sendiri	Satuan	b (m)	L (m)	t (m)	Berat (kg)
Pelat Lantai (12 cm)	2400	kg/m ³	10.5	7.25	0.12	25578.00
Plafon	11	kg/m ²	10.5	7.25		837.38
Penggantung	7	kg/m ²	10.5	7.25		532.88
Ducting dan Plumbing	30	kg/m ²	10.5	7.25		2283.75
Keramik	24	kg/m ²	10.5	7.25		1827.00
Spesi (1 cm)	21	kg/m ³	10.5	7.25		1598.63
Dinding Bata Ringan	100	kg/m ²	27.7		3.5	9695.00
Kolom 100/100	2400	kg/m ³	1	1	3.5	8400.00
BI 3	2400	kg/m ³	0.5	5.25	0.75	4725.00
BI 3	2400	kg/m ³	0.5	5.25	0.75	4725.00
BI 5	2400	kg/m ³	0.4	3.75	0.7	2520.00
BI 2	2400	kg/m ³	0.4	3.5	0.7	2352.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 1	2400	kg/m ³	0.3	3.75	0.55	1485.00
BA 1	2400	kg/m ³	0.3	3.75	0.55	1485.00
W _D =						72202.63
Beban Hidup	Berat Sendiri	Satuan	b (m)	L (m)	t (m)	Berat (kg)
Koridor Ruang	245.20	kg/m ²	10.5	2.1		5406.58
Koridor Lift	245.20	kg/m ²	5.25	3.5		4505.48

Kamar (Atas)	98.28	kg/m ²	10.5	1.65		1702.76
Kamar (Bawah)	98.28	kg/m ²	3.5	5.25		1805.96
W _L =						13420.78
Pelat Lt. 1						
Beban Mati	Berat Sendiri	Satuan	b (m)	L (m)	t (m)	Berat (kg)
Pelat Lantai (12 cm)	2400	kg/m ³	10.5	7.25	0.12	25578.00
Plafon	11	kg/m ²	10.5	7.25		837.38
Penggantung	7	kg/m ²	10.5	7.25		532.88
Ducting dan Plumbing	30	kg/m ²	10.5	7.25		2283.75
Keramik	24	kg/m ²	10.5	7.25		1827.00
Spesi (1 cm)	21	kg/m ²	10.5	7.25		1598.63
Dinding Bata Ringan	100	kg/m ²	8.75		3.5	3062.50
Kolom 100/100	2400	kg/m ³	1	1	3.5	8400.00
BI 3	2400	kg/m ³	0.5	5.25	0.75	4725.00
BI 3	2400	kg/m ³	0.5	5.25	0.75	4725.00
BI 5	2400	kg/m ³	0.4	3.75	0.7	2520.00
BI 2	2400	kg/m ³	0.4	3.5	0.7	2352.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 2	2400	kg/m ³	0.3	3.5	0.55	1386.00
BA 1	2400	kg/m ³	0.3	3.75	0.55	1485.00
BA 1	2400	kg/m ³	0.3	3.75	0.55	1485.00

$W_D =$						65570.13
Beban Hidup	Berat Sendiri	Satuan	b (m)	L (m)	t (m)	Berat (kg)
Lobby	245.20	kg/m ²	10.5	3.75		9654.61
Koridor Lift	245.20	kg/m ²	5.25	3.5		4505.48
Office	122.85	kg/m ²	5.25	3.5		2257.44
$W_L =$						16417.53

Jadi berat total yang diterima satu kolom :

$$W_2 = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}) + W_1$$

$$W_2 = 1250298,24 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 40 \text{ Mpa} = 400 \text{ kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ kg/cm}^2)$$

$$A = 3 \frac{P}{f'_c} = 3 \frac{1250298,24}{400} = 8335,32 \text{ cm}^2$$

Direncanakan :

$$b = h = \sqrt{A} = \sqrt{8335,32} = 91,3 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Jadi dimensi yang kolom digunakan untuk lantai basement – lantai 4 adalah 100/100 cm

4.1.7 Perencanaan Dinding Geser (*Shear Wall*)

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan :

- Tebal Rencana Dinding Geser : 50 cm
 - Panjang Bentang : 1050 cm
 - Tinggi Lantai : 500 cm
- $$50 \text{ cm} \geq H / 25 = 500 / 25 = 20 \text{ cm (OK)}$$
- $$50 \text{ cm} \geq L / 25 = 1050 / 25 = 42 \text{ cm (OK)}$$

Jadi, tebal shearwall sebesar 50 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1.

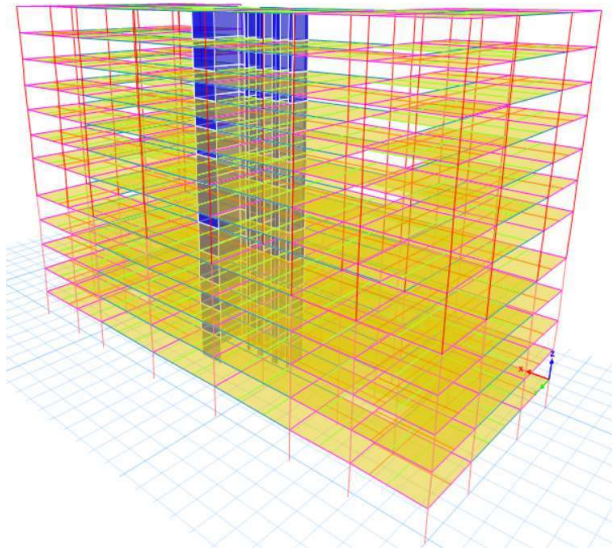
4.2 Pembebanan dan Analisa Struktur

4.2.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012.

4.2.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur Gedung Apartemen The Arundaya Surabaya memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Apartemen The Arundaya Surabaya dalam tugas akhir ini dimodifikasi sehingga memiliki total lantai, 12 lantai dengan 1 lantai basement, tinggi total gedung ± 40 meter seperti terlihat pada gambar 4.8.



Gambar 4.8 Permodelan Pada ETABS

4.2.3 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Apartemen The Arudaya Surabaya yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input Beban Sendiri :

Mutu Beton (f'_c)	: 35 Mpa	
Mutu Baja (f_y)	: 420 Mpa	
Tinggi Bangunan	: Lantai 1-4	= 3,5 m
	Lantai 5	= 5 m
	Lantai 6-12	= 3,2 m
Dimensi Balok	: BI 1, BI 2, BI 4-BI 6	= 40/70 cm
	BI 3	= 50/75 cm
	BA 1 – BA 4	= 30/55 cm
Dimensi Kolom	: Lantai Basement – 4	= 100/100 cm
	: Lantai 5 - lantai 12	= 80/80 cm
Tebal Pelat	: 14 cm	
- Input Beban Hidup :

Lantai Atap	: 57,6 kg/m ²
Air Hujan	: 20 kg/m ²
Kamar	: 98,28 kg/m ²
Koridor	: 245,2 kg/m ²
Kantor	: 122,85 kg/
Restoran	: 479 kg/m ²
- Input Beban Mati Tambahan (superdead) :

Beton Bertulang	: 2400 kg/m ²
Plafon	: 11 kg/m ²
Penggantung	: 7 kg/m ²
Ducting dan Plumbing	: 30 kg/m ²
Keramik	: 24 kg/m ²
Spesi 1 cm	: 21 kg/m ²

Sehingga didapatkan rekapitulasi pembebanan gravitasi secara manual seperti pada tabel 4.7.

Tabel 4.7 Rekapitulasi Pembebanan Gravitasi

Keterangan	n Lantai	W _D	W _L
		kg	kg
Lt. 12	1	851,462.70	91,048.08
Lt. 6-11	6	5,179,174.20	858,738.21
Lt. 5	1	1,069,333.20	599,887.95
Lt. 2-4	3	3,218,394.60	580,126.09
Lt. 1	1	1,072,798.20	365,137.47
Dinding	All	2,266,436.00	
Kolom	All	2,494,684.80	
Shearwall	All	1,273,518.00	
Total		17,425,801.70	2,494,937.80
W _D + W _L		19,920,739.50	
W _D + W _L ETABS		19,631,064.93	
Kontrol Selisih		1.48% (OK)	

Didapatkan total beban mati dan beban hidup (1D + 1L) yang dihitung manual sebesar 19920739,5 kg. Pembebanan yang diinputkan pada ETABS harus mendekati dengan hasil perhitungan manual dengan batas toleransi 5% sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar.

Dari hasil pembebanan melalui program bantu ETABS didapat sebesar 19631064,93 kg. Maka, didapatkan selisih perhitungan beban secara manual dan ETABS sebagai berikut:

$$\text{Rasio} = \left(\frac{19920739,5}{19631064,93} - 1 \right) \times 100\% = 1,48\%.$$

Rasio selisih yang didapat sebesar 1,48%, sehingga dapat dikatakan pembebanan gravitasi pada ETABS sudah benar.

4.2.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726:2012

4.2.4.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko yang berada pada SNI 1726:2012. Kategori resiko untuk gedung apartemen termasuk dalam kategori resiko II dengan factor keutamaan gempa (I_e) 1.

4.2.4.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapatkan dari hasil pengumpulan data tanah. Pada proyek pembangunan gedung Apartemen The Arundaya Surabaya didapatkan nilai $N_{ch} = 2,76$ (tes NSPT) dengan syarat $N_{ch} < 15$, dimana gedung apartemen The Arundaya Surabaya termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak).

4.2.4.3 Respon Spektrum Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

Dalam permodelan pada ETABS, diperlukan input data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Data percepatan respon spektrum diambil dari website puskim.pu.go.id.

Dari website tersebut didapatkan data pada lokasi Surabaya dengan kelas situs SE (Tanah Lunak) seperti pada tabel 4.8.

Tabel 4.8 Parameter Respon Spektral dan Percepatan Spektral Desain

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.325
S_s (g)	0.663
S_1 (g)	0.247
C_{RS}	0.991
C_{R1}	0.929
F_{PGA}	1.175

F_A	1.27
F_V	1.906
PSA (g)	0.382
S_{MS} (g)	0.842
S_{M1} (g)	0.471
S_{DS} (g)	0.561
S_{D1} (g)	0.314
T_0 (detik)	0.112
T_S (detik)	0.56

4.2.4.4 Respon Spektrum Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Berdasarkan peta zonasi gempa Indonesia tahun 2017 untuk desain respon spektrum gempa rencana, tahapan yang perlu dilakukan sebagai berikut:

- Melihat peta zonasi gempa Indonesia tahun 2017 untuk probabilitas gempa 2% dalam 50 tahun mendapatkan data S_s dan S_1 sebagai berikut:

$$S_s = 0,9 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,3 \text{ g}$$

- Menentukan koefisien situs F_a dan F_v
Didapatkan dari pertimbangan jenis tanah dan S_s/S_1 maka diperoleh nilai:

$$F_a = 1,14$$

$$F_v = 1,8$$

- Menentukan nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \cdot S_s \\ &= 1,026 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \cdot S_1 \\ &= 0,54 \text{ g} \end{aligned}$$

- Menentukan nilai S_{DS} dan S_{D1}

Untuk nilai S_{Ds} dan S_{D1} dapat langsung dilihat pada ETABS dengan nilai sebagai berikut:

$$S_{Ds} = 0,684$$

$$S_{D1} = 0,36$$

4.2.4.5 Kategori Seismik Desain

Kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel pada SNI 1726:2012 Tabel 6. Untuk peta zonasi gempa Indonesia 2010 nilai S_{Ds} sebesar 0,561 dan S_{D1} sebesar 0,314 serta untuk peta zonasi gempa Indonesia tahun 2017 nilai S_{Ds} 0,684 dan S_{D1} 0,36 dan kategori resiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Pada tugas akhir ini, sistem struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK) dan Dinding Geser Beton Bertulang.

4.2.4.6 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain Berdasarkan Peta Gempa Indonesia 2010

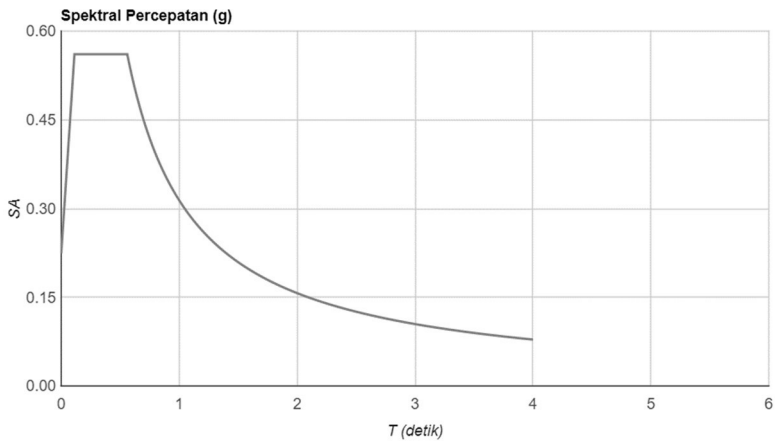
Periode Fundamental dan respon spektrum desain didapat dari website puskim.pu.go.id seperti pada tabel 4.9.

Tabel 4.9 Nilai Periode Fundamental T dan Percepatan Respon Spektra

T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)
0	0.224	2.26	0.139
0.112	0.561	2.36	0.133
0.56	0.561	2.46	0.128
0.66	0.476	2.56	0.123
0.76	0.413	2.66	0.118
0.86	0.365	2.76	0.114

0.96	0.327
1.06	0.296
1.16	0.271
1.26	0.249
1.36	0.231
1.46	0.215
1.56	0.201
1.66	0.189
1.76	0.178
1.86	0.169
1.96	0.16
2.06	0.152
2.16	0.145

2.86	0.11
2.96	0.106
3.06	0.103
3.16	0.099
3.26	0.096
3.36	0.093
3.46	0.091
3.56	0.088
3.66	0.086
3.76	0.084
3.86	0.081
3.96	0.079
4	0.078



Gambar 4.9 Grafik Respon Spektrum Desain Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

4.2.4.7 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain Berdasarkan Peta Gempa Indonesia 2017

- Menentukan nilai T_o dan T_s

$$T_o = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{Ds}}$$

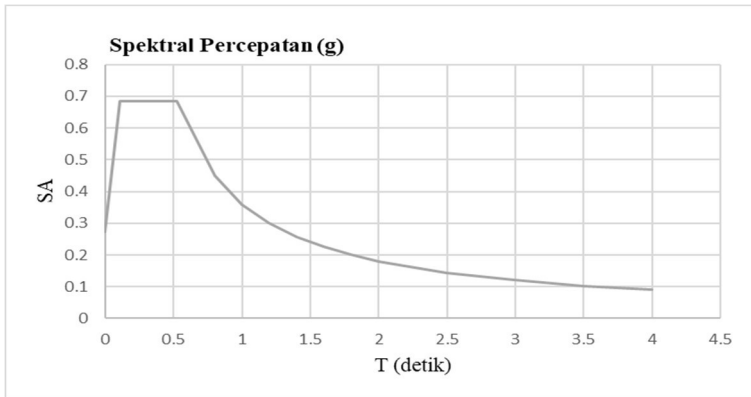
$$= 0,105$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{Ds}}$$

$$= 0,526$$

- Menentukan nilai S_a

Besaran nilai S_a dapat kita lihat hasilnya melalui program bantu ETABS dan menghasilkan grafik respon spektrum desain berikut:



Gambar 4.10 Grafik Respon Spektrum Desain Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

4.2.4.8 Kontrol Getar Alami Fundamental Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

$$T = C_u \times T_a$$

Dimana :

T_a = Periode fundamental pendekatan

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 15, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan C_t adalah 0,0488, nilai x digunakan 0,75 dan ketinggian gedung 38,2 m.

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$T_a = 0,0488 \times 38,2^{0,75}$$

$$T_a = 0,75 \text{ s}$$

Dimana :

T_a = Periode fundamental pendekatan

C_t = Koefisien Pendekatan

h_n = Ketinggian Struktur

Tabel 4.10 Koefisien Batas Atas Perioda Gedung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari SNI 1726:2012 tabel 4.2 ($T_a < T < C_u \cdot T_a$).

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumus sebagai berikut :

$$T = C_u \times T_a$$

$$T = 1,4 \times 0,75$$

$$T = 1,05 \text{ s}$$

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 4.11 Periode Fundamental Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia 2010

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1.367	0.752	4.7263	22.3378
Modal	2	1.287	1.019	6.4005	40.9667
Modal	3	0.872	1.147	7.207	51.9402
Modal	4	0.4	2.5	15.7083	246.7499
Modal	5	0.279	3.578	22.4821	505.445
Modal	6	0.241	4.141	26.0175	676.9086
Modal	7	0.222	4.51	28.3378	803.0288
Modal	8	0.144	6.939	43.6015	1901.0923
Modal	9	0.133	7.521	47.2587	2233.3852

Modal	10	0.116	8.646	54.3242	2951.1179
Modal	11	0.097	10.31	64.7798	4196.4185
Modal	12	0.087	11.496	72.2284	5216.9457
Modal	13	0.069	14.427	90.6485	8217.1449
Modal	14	0.069	14.594	91.6991	8408.7243
Modal	15	0.065	15.485	97.2965	9466.6045
Modal	16	0.052	19.074	119.8473	14363.3755
Modal	17	0.051	19.774	124.2422	15436.1162
Modal	18	0.047	21.367	134.2513	18023.4102
Modal	19	0.044	22.905	143.9187	20712.5793
Modal	20	0.04	25.231	158.531	25132.0802

Nilai T yang didapat dari ETABS untuk dominan arah x sebesar 0,982 s sedangkan untuk nilai T dominan arah y sebesar 1,329 s, Sehingga didapatkan:

$$T_a < T_x \text{ ETABS} < C_u \times T_a$$

$$0,75 \text{ s} < 1,287 \text{ s} < 1,05 \text{ s} \dots \text{NOT OK!}$$

$$T_a < T_y \text{ ETABS} < C_u \times T_a$$

$$0,75 \text{ s} < 1,367 \text{ s} < 1,05 \text{ s} \dots \text{NOT OK!}$$

Sehingga diambil nilai batas atas $T_x = 1,05 \text{ s}$ dan $T_y = 1,05 \text{ s}$, dan diambil T terbesar yaitu 1,05 s untuk menentukan nilai koefisien respon seismik.

4.2.4.9 Kontrol Getar Alami Fundamental Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

$$T = C_u \times T_a$$

Dimana :

T_a = Periode fundamental pendekatan

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 15, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan C_t adalah 0,0488, nilai x digunakan 0,75 dan ketinggian gedung 38,2 m.

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$T_a = 0,0488 \times 38,2^{0,75}$$

$$T_a = 0,75 \text{ s}$$

Dimana :

Ta = Periode fundamental pendekatan

Ct = Koefisien Pendekatan

hn = Ketinggian Struktur

Tabel 4.12 Koefisien Batas Atas Perioda Gedung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Periode fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari SNI 1726:2012 tabel 4.2 ($T_a < T < C_u \cdot T_a$).

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumus sebagai berikut :

$$T = C_u \times T_a$$

$$T = 1,4 \times 0,75$$

$$T = 1,05 \text{ s}$$

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 4.13 Periode Fundamental Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia 2017

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1.329	0.752	4.7263	22.3378
Modal	2	0.982	1.019	6.4005	40.9667

Modal	3	0.872	1.147	7.207	51.9402
Modal	4	0.4	2.5	15.7083	246.7499
Modal	5	0.279	3.578	22.4821	505.445
Modal	6	0.241	4.141	26.0175	676.9086
Modal	7	0.222	4.51	28.3378	803.0288
Modal	8	0.144	6.939	43.6015	1901.0923
Modal	9	0.133	7.521	47.2587	2233.3852
Modal	10	0.116	8.646	54.3242	2951.1179
Modal	11	0.097	10.31	64.7798	4196.4185
Modal	12	0.087	11.496	72.2284	5216.9457
Modal	13	0.069	14.427	90.6485	8217.1449
Modal	14	0.069	14.594	91.6991	8408.7243
Modal	15	0.065	15.485	97.2965	9466.6045
Modal	16	0.052	19.074	119.8473	14363.3755
Modal	17	0.051	19.774	124.2422	15436.1162
Modal	18	0.047	21.367	134.2513	18023.4102
Modal	19	0.044	22.905	143.9187	20712.5793
Modal	20	0.04	25.231	158.531	25132.0802

Nilai T yang didapat dari ETABS untuk dominan arah x sebesar 0,982 s sedangkan untuk nilai T dominan arah y sebesar 1,329 s, Sehingga didapatkan:

$$T_a < T_x \text{ ETABS} < C_u \times T_a$$

$$0,75 \text{ s} < 0,982 \text{ s} < 1,05 \text{ s} \dots \text{OK!}$$

$$T_a < T_y \text{ ETABS} < C_u \times T_a$$

$$0,75 \text{ s} < 1,329 \text{ s} < 1,05 \text{ s} \dots \text{NOT OK!}$$

Sehingga diambil nilai $T_x = 0,982 \text{ s}$ dan batas atas $T_y = 1,05 \text{ s}$, dan diambil T terbesar yaitu 1,05 s untuk menentukan nilai koefisien respon seismik.

4.2.4.10 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*) Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

Koefisien respon seismic, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9).

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

Dimana:

$$S_{DS} = 0,561$$

$$I_e = 1;$$

$$R = 7$$

$$C_s = \frac{0,561}{\frac{7}{1}} = 0,08014$$

Nilai C_s tidak boleh lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Dimana :

$$S_{D1} = 0,314$$

$$R = 7$$

$$T = 1,05$$

$$I_e = 1$$

$$C_s = \frac{0,314}{1,05 \left(\frac{7}{1} \right)}$$

$$C_s = 0,0427$$

Dan nilai C_s tidak boleh kurang dari:

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,561 \times 1 = 0,024684 \geq 0,01$$

Maka nilai C_s diambil 0,043

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup sebesar 0,3. Sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut:

Tabel 4.14 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS

TABLE: Base Reactions						
Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Case/Combo	kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
D+0.3L	-0.0003473	0.04	17797388	242856033.3	-5.3E+08	1.26

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$C_s = 0,0427$$

$$W = 17797388 \text{ kg}$$

$$V = C_s \times W$$

$$= 0,0427 \times 17797388$$

$$= 760488,25 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85.V/V_t$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) yang dapat dilihat pada tabel 4.15 dan 4.16:

Tabel 4.15 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS Arah V_x dan V_y

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
Eq x Max	541309.9	326770.1	0	9315834	14044734	13693844
Eq y Max	332124.9	503809.7	0	12957379	9204725	18133366

Tabel 4.16 Hasil Perbandingan Berat Seismik

Gaya Gempa	Vx	Vy
	kgf	kgf
Statik	760,488.25	760,488.25
85% Statik	646,415.01	646,415.01
Dinamik	541,309.86	503,809.74

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85 V$$

$$541309,36 \text{ kg} < 646415,01 \text{ kg (NOT OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85 V$$

$$503809,74 \text{ kg} < 646415,01 \text{ kg (NOT OK)}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$.

Arah x :

$$\frac{0,85 V}{V_{xt}} = \frac{0,85 \times 760488,25}{541309,36} = 1,194$$

Arah y :

$$\frac{0,85 V}{V_{yt}} = \frac{0,85 \times 760488,25}{503809,74} = 1,283$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada faktor skala di *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang sesuai dengan tabel berikut 4.17 dan 4.18.

Tabel 4.17 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS Arah Vx dan Vy yang Baru

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
Eq x Max	651042	399122.6	0	11340216	16898845	16646494
Eq y Max	424258.2	653485.4	0	16795959	11784940	23496850

Tabel 4.18 Hasil Perbandingan Berat Seismik yang Baru

Gaya Gempa	Vx	Vy
	kgf	kgf
Statik	760,488.25	760,488.25
85% Statik	646,415.01	646,415.01
Dinamik	651,041.95	653,485.36

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85 V$$

$$651041,95 \text{ kg} > 646415,01 \text{ kg (OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85 V$$

$$653485,36 \text{ kg} > 646415,01 \text{ kg (OK)}$$

Hasil yang didapat dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.2.4.11 Gaya Geser Dasar (*Base Shear*) Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Koefisien respon seismic, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2012 Tabel 9).

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

Dimana:

$$S_{DS} = 0,684$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

$$C_s = \frac{0,561}{\frac{7}{1}} = 0,0977$$

Nilai C_s tidak boleh lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana :

$$S_{D1} = 0,36$$

$$R = 7$$

$$T = 1,05$$

$$I_e = 1$$

$$C_s = \frac{0,314}{1,05\left(\frac{7}{1}\right)}$$

$$C_s = 0,0490$$

Dan nilai C_s tidak boleh kurang dari:

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,684 \times 1 = 0,03001 \geq 0,01$$

Maka nilai C_s diambil 0,049

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup sebesar 0,3. Sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut:

Tabel 4.19 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS

TABLE: Base Reactions						
Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Case/Combo	kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
D+0.3L	-0.0003473	0.04	17797388	242856033.3	-5.3E+08	1.26

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$\begin{aligned}
 C_s &= 0,049 \\
 W &= 17797388 \text{ kg} \\
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,049 \times 17797388 \\
 &= 872072,012 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 \cdot V/V_t$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) yang dapat dilihat pada tabel 4.20 dan 4.21:

Tabel 4.20 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS Arah V_x dan V_y

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
Eq x Max	541308.9	326765.5	0	9315728.06	14044704.3	13693703.7
Eq y Max	332130.2	503810.8	0	12957413.4	9204852.4	18133419.2

Tabel 4.21 Hasil Perbandingan Berat Seismik

Gaya Gempa	V_x	V_y
	kgf	kgf
Statik	872,072.01	872,072.01
85% Statik	741,261.21	741,261.21
Dinamik	541,308.91	503,810.76

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85 V$$

$$541308,91 \text{ kg} < 741261,21 \text{ kg (NOT OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85 V$$

$$503810,76 \text{ kg} < 741261,21 \text{ kg (NOT OK)}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$.

Arah x :

$$\frac{0,85 V}{V_{xt}} = \frac{741261,21}{541308,91} = 1,3694$$

Arah y :

$$\frac{0,85 V}{V_{yt}} = \frac{741261,21}{503810,76} = 1,4713$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada faktor skala di *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang sesuai dengan tabel 4.22 dan 4.23.

Tabel 4.22 Berat Seismik Bangunan Hasil ETABS Arah V_x dan V_y yang Baru

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
Eq x Max	745089.5	465535.1	0	13173863.4	19350231.2	19305705.6
Eq y Max	480984.1	743249.2	0	19014565	13357667.6	26601507.2

Tabel 4.23 Hasil Perbandingan Berat Seismik yang Baru

Gaya Gempa	Vx	Vy
	kgf	kgf
Statik	872,072.01	872,072.01
85% Statik	741,261.21	741,261.21
Dinamik	745,089.51	743,249.15

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85 V$$

$$745089,51 \text{ kg} > 741261,21 \text{ kg (OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85 V$$

$$743249,15 \text{ kg} > 741261,21 \text{ kg (OK)}$$

Hasil yang didapat dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.2.4.12 Kontrol Dual Sistem

Dalam Kontrol dual sistem, sistem Rangka Pemikul Momen (SPRM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SPRM dan Dinding Geser (*Shearwall*).

Tabel 4.24 Kontrol Sistem Ganda

Pemikul	Gempa X		Gempa Y	
	Gaya Geser		Gaya Geser	
	Fx (kg)	%	Fy (kg)	%
Shearwall	468598.5	64.13%	480009.8	67.33%
SRPM	262115.9	35.87%	232866.6	32.67%
Total	730714.4	100.00%	712876.4	100.00%

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

4.2.4.13 Kontrol Partisipasi Massa

Dalam peraturan SNI 1726:2012, perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya adalah 90%.

Tabel 4.25 Tabel Partisipasi Massa

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	98.65
Modal	Acceleration	UY	100	96.93
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

4.2.4.14 Kontrol Drift Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan. Batas simpangan yang diijinkan dapat dilihat pada tabel 4.26:

Tabel 4.26 Batas Simpangan Antar Lantai Ijin Pada Gedung

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}^c$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus termasuk kedalam semua struktur lainnya, berikut merupakan drift ijin yang dibatasi sebesar :

$$\begin{aligned}\delta_{ijin} &= 0,020 \times h_{sx} \\ &= 0,020 \times 3200 = 64 \text{ mm (Lantai 6-12)} \\ \delta_{ijin} &= 0,020 \times h_{sx} \\ &= 0,020 \times 5000 = 100 \text{ mm (Lantai 5)} \\ \delta_{ijin} &= 0,020 \times h_{sx} \\ &= 0,020 \times 3500 = 70 \text{ mm (Lantai Basement-4)}\end{aligned}$$

Lalu dilanjutkan mencari δ_i dengan cara perhitungan sebagai berikut:

$$\delta_i = \frac{drift \cdot c_d}{I_e}; c_d = 5,5 \text{ (SNI 1726:2012 Tabel 9)}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan drift dan δ_i seperti pada tabel 4.27 dan 4.28:

Tabel 4.27 Kontrol Simpangan Arah X

Arah X						
Story	hsx	Drift	δ_i	Δ_i	δ_{ijin}	Ket.
	mm	mm	mm	mm	mm	
12	3200	16.3	89.65	4.6255	64	OK
11	3200	15.459	85.0245	5.412	64	OK
10	3200	14.475	79.6125	6.171	64	OK
9	3200	13.353	73.4415	6.9135	64	OK
8	3200	12.096	66.528	7.612	64	OK
7	3200	10.712	58.916	8.228	64	OK
6	5000	9.216	50.688	14.355	100	OK
5	3500	6.606	36.333	9.13	70	OK
4	3500	4.946	27.203	8.844	70	OK
3	3500	3.338	18.359	8.1565	70	OK
2	3500	1.855	10.2025	6.6935	70	OK
1	3500	0.638	3.509	3.509	70	OK

Tabel 4.28 Kontrol Simpangan Arah Y

Arah Y						
Story	hsx	Drift	δ_i	Δ_i	δ_{ijin}	Ket.
	mm	mm	mm	mm	mm	
12	3200	22.943	126.1865	8.3985	64	OK
11	3200	21.416	117.788	9.196	64	OK
10	3200	19.744	108.592	9.878	64	OK
9	3200	17.948	98.714	10.4995	64	OK
8	3200	16.039	88.2145	11.055	64	OK
7	3200	14.029	77.1595	11.506	64	OK
6	5000	11.937	65.6535	19.151	100	OK
5	3500	8.455	46.5025	12.2045	70	OK
4	3500	6.236	34.298	11.495	70	OK

3	3500	4.146	22.803	10.296	70	OK
2	3500	2.274	12.507	8.2555	70	OK
1	3500	0.773	4.2515	4.2515	70	OK

Maka dapat disimpulkan bahwa berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X maupun Y memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 1726:2012.

4.2.4.15 Kontrol Drift Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Untuk kontrol drift berdasarkan peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017 diperoleh dari hasil perhitungan ETABS, besar drift dan δ_i seperti pada tabel 4.29 dan 4.30:

Tabel 4.29 Kontrol Simpangan Arah X Gempa Baru

Arah X						
Story	hsx	Drift	δ_i	Δ_i	δ_{ijin}	Ket.
	mm	mm	mm	mm	mm	
12	3200	26.237	144.3035	6.7595	64	OK
11	3200	25.008	137.544	8.074	64	OK
10	3200	23.54	129.47	9.4435	64	OK
9	3200	21.823	120.0265	10.8405	64	OK
8	3200	19.852	109.186	12.1935	64	OK
7	3200	17.635	96.9925	13.464	64	OK
6	5000	15.187	83.5285	24.2165	100	OK
5	3500	10.784	59.312	15.664	70	OK
4	3500	7.936	43.648	14.8555	70	OK
3	3500	5.235	28.7925	13.233	70	OK
2	3500	2.829	15.5595	10.3785	70	OK
1	3500	0.942	5.181	5.181	70	OK

Tabel 4.30 Kontrol Simpangan Arah Y Gempa Baru

Arah Y						
Story	hsx	Drift	δ_i	Δ_i	δ_{ijin}	Ket.
	mm	mm	mm	mm	mm	
12	3200	34.049	187.2695	15.587	64	OK
11	3200	31.215	171.6825	16.6265	64	OK
10	3200	28.192	155.056	17.16	64	OK
9	3200	25.072	137.896	17.6275	64	OK
8	3200	21.867	120.2685	17.886	64	OK
7	3200	18.615	102.3825	15.8125	64	OK
6	5000	15.74	86.57	26.796	100	OK
5	3500	10.868	59.774	16.753	70	OK
4	3500	7.822	43.021	15.3175	70	OK
3	3500	5.037	27.7035	13.189	70	OK
2	3500	2.639	14.5145	9.911	70	OK
1	3500	0.837	4.6035	4.6035	70	OK

Maka dapat disimpulkan bahwa berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X maupun Y memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 1726:2012.

4.2.4.16 Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana ed sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

- $e_{dx} = e_x + (0,05B_x)$
- $e_{dy} = e_y + (0,05B_y)$

dimana:

- e_{0x} dan e_{0y} adalah eksentrisitas bawaan gedung

-0,05 B_x dan 0,05 B_y adalah eksentrisitas tak terduga

- B_x adalah panjang gedung arah x

- B_y adalah panjang gedung arah y

Berdasarkan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas pada Tabel 4.31:

Tabel 4.31 Kontrol Eksentrisitas Aktual

Lantai	Pusat Massa		Pusat Rotasi		Eksentrisitas (e)		0.05b _y	0.05b _x	Kontrol	
	X	Y	X	Y	X	Y			X	Y
Story1	30.0083	12.5387	32.2137	13.0194	-2.2054	-0.4807	1.275	2.98	Not OK	OK
Story2	29.9959	12.6023	33.0762	12.7211	-3.0803	-0.1188	1.275	2.98	Not OK	OK
Story3	29.9959	12.6023	33.5226	12.4246	-3.5267	0.1777	1.275	2.98	Not OK	OK
Story4	29.9959	12.6023	33.7288	12.2065	-3.7329	0.3958	1.275	2.98	Not OK	OK
Story5	30.0441	12.8673	33.8019	12.082	-3.7578	0.7853	1.275	2.98	Not OK	OK
Story6	29.8966	14.6088	33.8099	12.0668	-3.9133	2.542	1.275	2.98	Not OK	OK
Story7	29.8379	14.6386	33.7578	12.0808	-3.9199	2.5578	1.275	2.98	Not OK	OK
Story8	29.8379	14.6386	33.6527	12.1111	-3.8148	2.5275	1.275	2.98	Not OK	OK
Story9	29.8379	14.6386	33.5087	12.1573	-3.6708	2.4813	1.275	2.98	Not OK	OK
Story10	29.8379	14.6386	33.3396	12.2112	-3.5017	2.4274	1.275	2.98	Not OK	OK
Story11	29.8379	14.6386	33.1666	12.2593	-3.3287	2.3793	1.275	2.98	Not OK	OK
Story12	29.8186	14.7425	33.0342	12.2906	-3.2156	2.4519	1.275	2.98	Not OK	OK

Dari Hasil perhitungan dan kontrol eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga di atas, didapatkan bahwa hanya eksentrisitas arah y saja yang memenuhi syarat $e_y > 0,05 B_x$, maka diperlukan perhitungan untuk mencari pusat massa baru. Perhitungan pusat massa baru dapat dilihat pada tabel 4.32:

Tabel 4.32 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Tiap Lantai

Lantai	Pusat Massa		Pusat Rotasi		Eksentrisitas (e)		$e_d = 1.5e + 0.05b$		$e_d = e - 0.05b$		e_d pakai	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Story1	30.0083	12.5387	32.2137	13.0194	-2.2054	-0.4807	2.0331	2.25895	3.4804	3.4607	3.4804	3.4607
Story2	29.9959	12.6023	33.0762	12.7211	-3.0803	-0.1188	3.34545	2.8018	4.3553	3.0988	4.3553	3.0988
Story3	29.9959	12.6023	33.5226	12.4246	-3.5267	0.1777	4.01505	3.24655	4.8017	2.8023	4.8017	3.24655
Story4	29.9959	12.6023	33.7288	12.2065	-3.7329	0.3958	4.32435	3.5737	5.0079	2.5842	5.0079	3.5737
Story5	30.0441	12.8673	33.8019	12.082	-3.7578	0.7853	4.3617	4.15795	5.0328	2.1947	5.0328	4.15795
Story6	29.8966	14.6088	33.8099	12.0668	-3.9133	2.542	4.59495	6.793	5.1883	0.438	5.1883	6.793
Story7	29.8379	14.6386	33.7578	12.0808	-3.9199	2.5578	4.60485	6.8167	5.1949	0.4222	5.1949	6.8167
Story8	29.8379	14.6386	33.6527	12.1111	-3.8148	2.5275	4.4472	6.77125	5.0898	0.4525	5.0898	6.77125
Story9	29.8379	14.6386	33.5087	12.1573	-3.6708	2.4813	4.2312	6.70195	4.9458	0.4987	4.9458	6.70195
Story10	29.8379	14.6386	33.3396	12.2112	-3.5017	2.4274	3.97755	6.6211	4.7767	0.5526	4.7767	6.6211
Story11	29.8379	14.6386	33.1666	12.2593	-3.3287	2.3793	3.71805	6.54895	4.6037	0.6007	4.6037	6.54895
Story12	29.8186	14.7425	33.0342	12.2906	-3.2156	2.4519	3.5484	6.65785	4.4906	0.5281	4.4906	6.65785

4.2.5 Evaluasi Gaya Dalam Elemen Balok

Dari pemodelan ETABS berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2012 dapat mengetahui besar gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur. Lokasi elemen balok yang akan di tinjau dapat dilihat pada gambar 4.11.



Gambar 4.11 Tampak Potongan Gedung Balok yang Akan Ditinjau

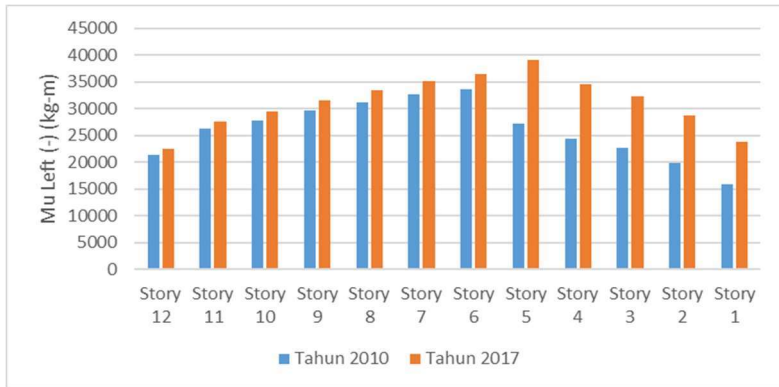
Hasil gaya dalam pada balok yang terjadi akibat kombinasi-kombinasi peta gempa tahun 2010 dan peta gempa tahun 2012 seperti pada tabel 4.33 dan 4.34. Perbedaan dari hasil tersebut diperjelas dengan beberapa gambar diagram. Hasil perbedaan antara gempa 2002 dengan 2012 mengalami peningkatan sebesar 25% pada tumpuan dan 5% pada lapangan.

Tabel 4.33 Output Gaya Dalam Balok Akibat Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

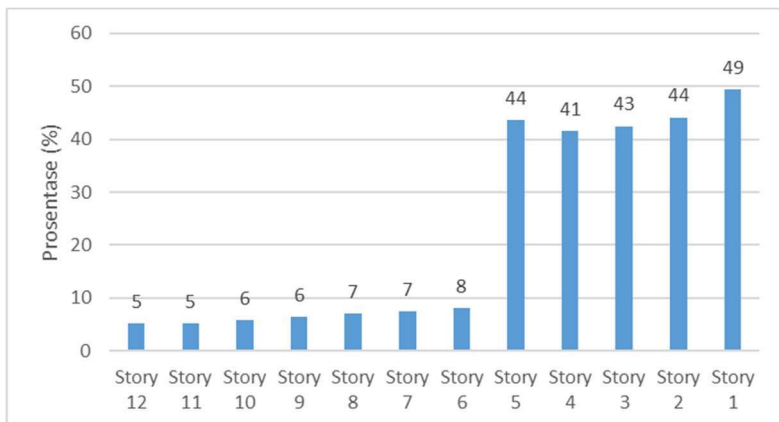
Lantai	Momen				
	Left (-)	Left (+)	Right (-)	Right (+)	Mid (+)
Story 12	-21419.1	3744.76	-12825.6	7646.92	9846.72
Story 11	-26308.2	4702.65	-17523.1	9662.01	12326.63
Story 10	-27841.2	5845.81	-19573.3	10502	12326.5
Story 9	-29602.7	6999.85	-21770.3	11455.33	11455.33
Story 8	-31214.2	8243.87	-24063	12335.79	12858.84
Story 7	-32782.1	9297.97	-26284.5	13197.19	13243.58
Story 6	-33698.3	10877.76	-28604.1	13694.97	13694.97
Story 5	-27202	11947.89	-23615	14571.62	17613.77
Story 4	-24426	10924.23	-21137.4	13573.3	13573.3
Story 3	-22666	10392.26	-20242	12475.84	12847.09
Story 2	-19927.6	9089.7	-18287	10695.35	12130.85
Story 1	-15941.1	7024.05	-15428.2	7774.46	13948.11

Tabel 4.34 Output Gaya Dalam Balok Akibat Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

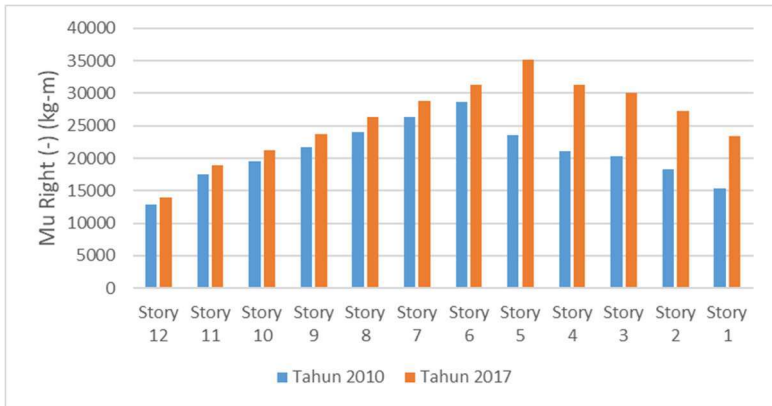
Lantai	Momen				
	Left (-)	Left (+)	Right (-)	Right (+)	Mid (+)
Story 12	-22513.3	4357.87	-13902.2	8224.16	9846.72
Story 11	-27665.7	5460.88	-18889.9	10385.72	12326.63
Story 10	-29464.5	6757.29	-21212.9	11365.22	12451.95
Story 9	-31509.7	8073.39	-23709.1	12473.39	12473.39
Story 8	-33408.5	9482.79	-26299	13506.17	13599.38
Story 7	-35238.2	10684.96	-28809.9	14519.07	14523.73
Story 6	-36437	12442.64	-31381.6	15134.35	15134.35
Story 5	-39075.3	13568.24	-35242.7	16119.6	17613.77
Story 4	-34559.2	12485.13	-31341.6	15068.3	15068.3
Story 3	-32300.2	11822.87	-30061.8	13849.25	13879.73
Story 2	-28725	10290.92	-27345.9	11849.11	12505.44
Story 1	-23813.5	7827.42	-23474.8	8544.86	13948.11



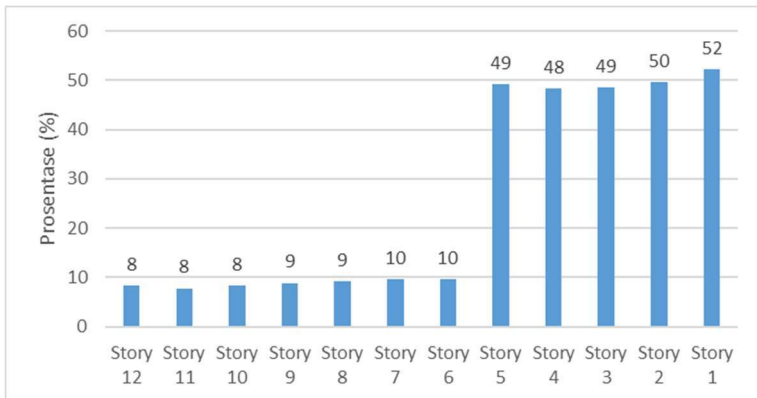
Gambar 4.12 Diagram Momen Tumpuan Kiri Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



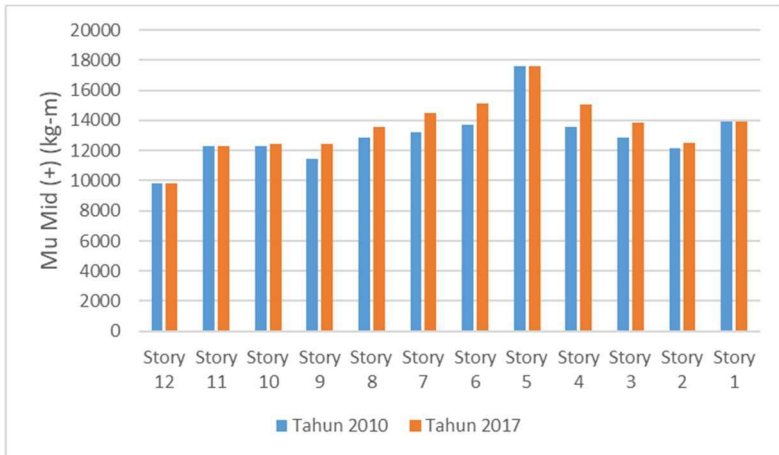
Gambar 4.13 Persentase Kenaikan Momen Tumpuan Kiri Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



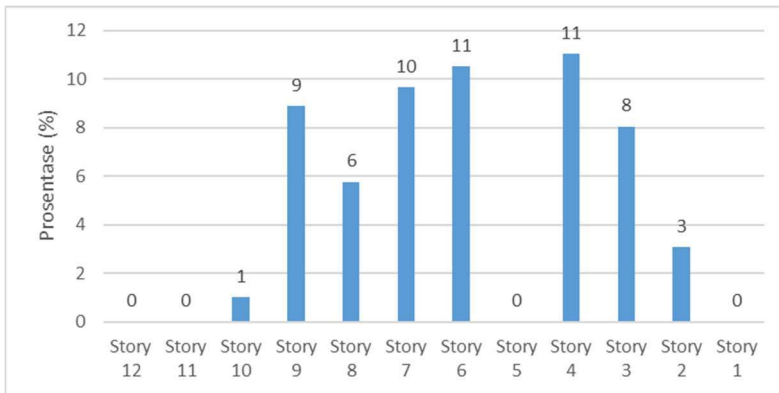
Gambar 4.14 Diagram Momen Tumpuan Kanan Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



Gambar 4.15 Persentase Kenaikan Momen Tumpuan Kanan Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



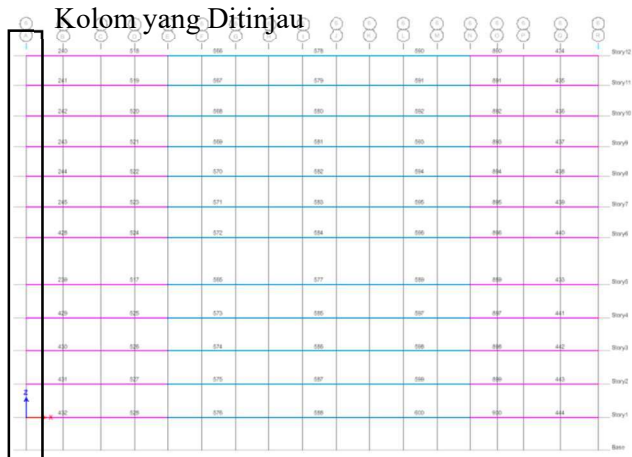
Gambar 4.16 Diagram Momen Tumpuan Kanan Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



Gambar 4.17 Persentase Kenaikan Momen Lapangan Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017

4.2.6 Evaluasi Gaya Dalam Elemen Kolom

Dari pemodelan ETABS berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2011 dapat mengetahui besar gaya dalam yang terjadi pada elemen struktur. Lokasi elemen kolom yang akan di tinjau dapat dilihat pada gambar 4.18.



Gambar 4.18 Tampak Potongan Gedung Kolom yang Akan Ditinjau

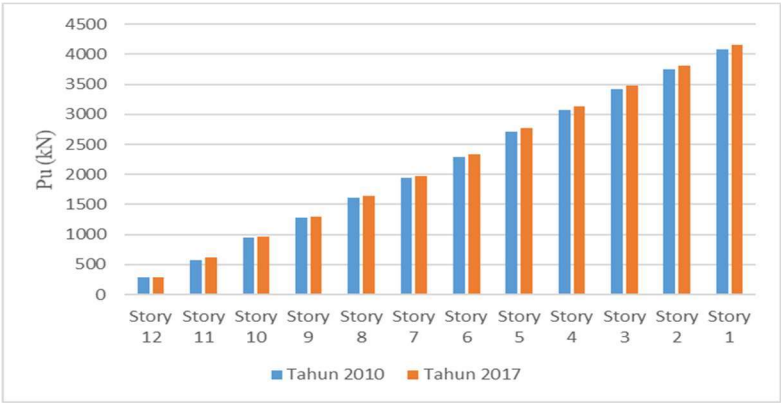
Berikut merupakan hasil gaya dalam pada kolom yang terjadi akibat kombinasi-kombinasi peta gempa tahun 2010 dan peta gempa tahun 2012 seperti pada tabel 4.35 dan 4.36.

**Tabel 4.35 Output Gaya Dalam Kolom Akibat Peta Zonasi
Gempa Indonesia Tahun 2010**

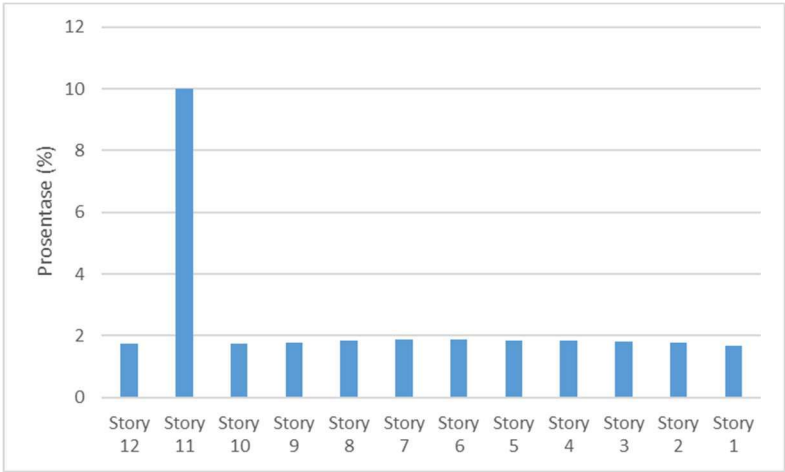
Lantai	P	Mx	My	P	Mx	My	Vu-x	Vu-y
	Bottom			Top				
	kN	kN-m	kN-m	kN	kN-m	kN-m		
Story 12	279.1218	163.5344	128.8	233.0418	226.6856	208.1465	130.7016	156.088
Story 11	564.8499	136.5494	112.5175	610.9299	151.7854	171.1709	110.9553	115.2441
Story 10	942.5263	145.1225	121.5791	896.4463	176.2978	192.6807	123.6933	127.1518
Story 9	1275.389	150.9378	127.5599	1229.309	182.2349	198.7134	129.8426	128.3978
Story 8	1607.81	150.7058	131.7236	1561.73	190.3158	204.904	129.8426	128.3978
Story 7	1939.935	196.2507	156.0301	1893.855	200.0376	209.2706	146.1203	142.1094
Story 6	2295.99	202.1856	204.8307	2216.732	223.5269	227.6534	100.5777	99.0029
Story 5	2716.033	235.763	251.0718	2635.393	181.7932	207.0151	163.6025	144.5625
Story 4	3071.633	236.4322	265.1499	2990.993	122.9853	115.9763	132.8813	117.4656
Story 3	3416.083	284.6467	320.6918	3335.443	122.7592	123.9174	137.5573	123.1562
Story 2	3747.601	392.6844	430.9323	3666.961	148.6681	193.1168	142.0259	129.0109
Story 1	4080.814	522.5047	647.1357	4000.174	310.2793	373.1567	160.0686	120.684

**Tabel 4.36 Output Gaya Dalam Kolom Akibat Peta Zonasi
Gempa Indonesia Tahun 2017**

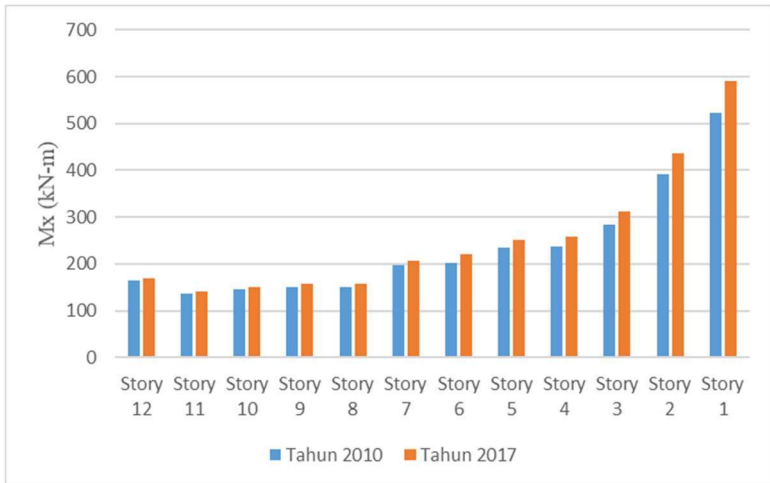
Lantai	P	Mx	My	P	Mx	My	Vu-x	Vu-y
	Bottom			Top				
	kN	kN-m	kN-m	kN	kN-m	kN-m	kN	kN
Story 12	284.013	168.7621	130.7088	237.933	237.2929	218.2055	134.8893	162.422
Story 11	621.3999	141.0769	114.7011	575.3199	160.109	183.1296	116.3054	120.3713
Story 10	958.8923	150.2178	124.5385	912.8123	186.5246	206.0819	130.0225	133.0724
Story 9	1298.086	157.0427	131.2769	1252.006	194.3704	213.6627	137.3094	134.9777
Story 8	1637.224	158.0085	138.0315	1591.144	204.1782	220.9209	143.581	134.3744
Story 7	1976.4	205.8911	160.578	1930.32	216.162	226.0632	154.6565	150.0032
Story 6	2339.4	220.5101	224.5043	2260.142	245.2876	248.8389	110.0798	108.325
Story 5	2766.177	252.2652	270.3386	2685.537	189.0029	214.4973	173.1557	152.6329
Story 4	3128.051	257.232	291.0327	3047.411	132.2011	122.3278	144.0584	126.9227
Story 3	3477.922	313.2127	354.6704	3397.282	130.2834	128.7741	148.4121	133.0291
Story 2	3813.638	435.7183	478.5941	3732.998	161.9095	209.7586	153.1045	139.6511
Story 1	4149.377	591.809	733.9213	4068.737	346.659	415.214	176.043	132.4429



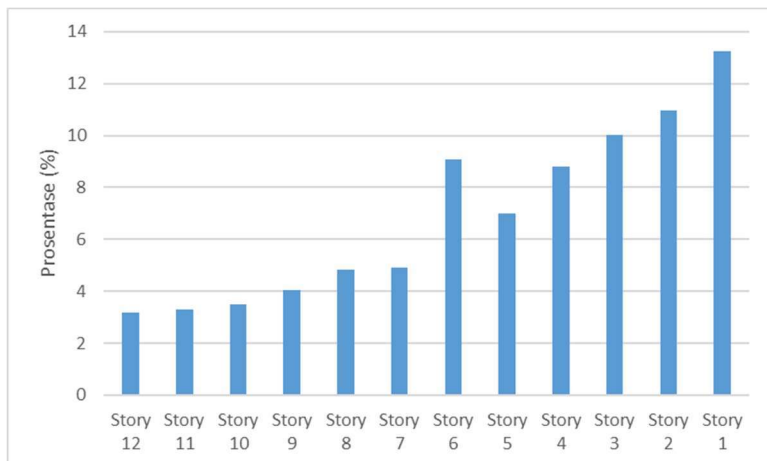
Gambar 4.19 Diagram Gaya Aksial (Pu) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



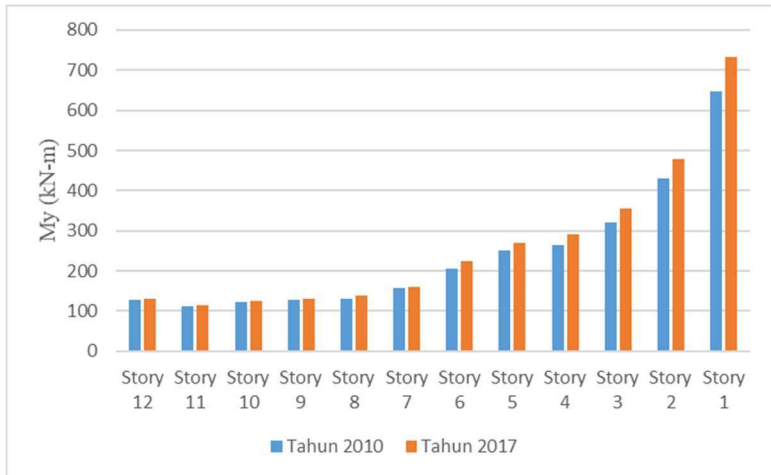
Gambar 4.20 Persentase Kenaikan Gaya Aksial (Pu) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



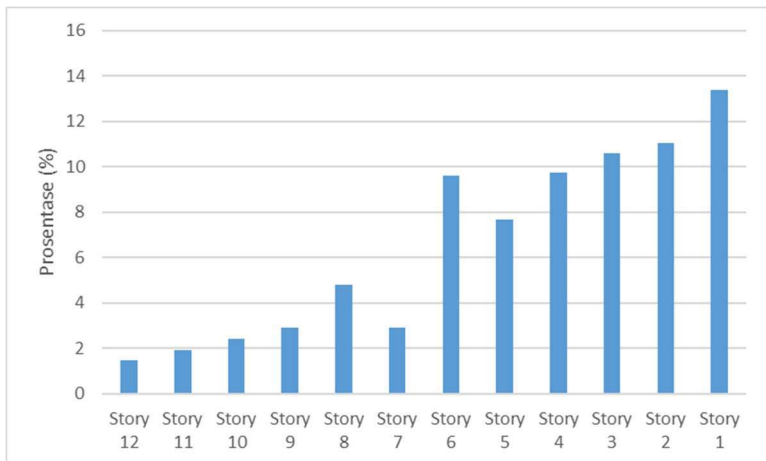
Gambar 4.21 Diagram Momen (M_x) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



Gambar 4.22 Persentase Kenaikan Momen (M_x) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



Gambar 4.23 Diagram Momen (M_y) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017



Gambar 4.24 Persentase Kenaikan Momen (M_y) Antara Tahun 2010 dan Tahun 2017

4.3 Perencanaan Struktur Sekunder

4.3.1 Umum

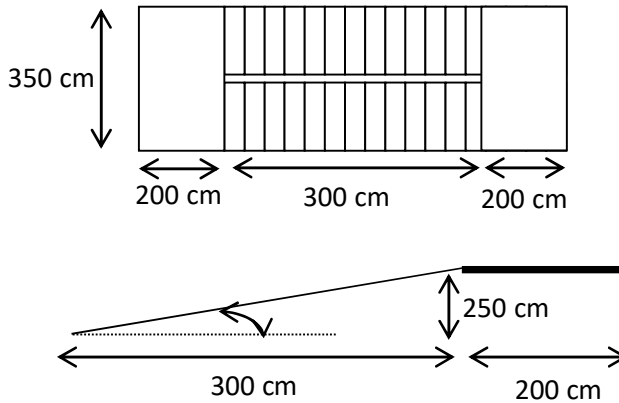
Struktur gedung dibagi menjadi dua yaitu struktur primer dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder antara lain meliputi tangga, pelat lantai, balok lift dan balok anak. Pada bagian subbab ini akan dibahas mengenai perancangan struktur sekunder.

4.3.2 Perencanaan Tangga

4.3.2.1 Data-Data Perencanaan Tangga

- Tipe Tangga : Tangga dekat lift
- Tinggi : 500 cm
- Tinggi injakan (t) : 20 cm
- Lebar injakan (i) : 25 cm
- Tinggi pelat tangga (tp) : 17 cm
- Tebal pelat bordes : 17 cm
- Elevasi bordes : 250 cm
- Lebar bordes : 200 cm
- Panjang bordes : 350 cm
- Lebar tangga : 175 cm
- Decking tulangan : 2 cm
- Kemiringan tangga : $\arctan \alpha \frac{250}{300} = 39,8^\circ$
- Tebal pelat rata-rata : Tebal pelat tangga + Tr
- Mutu beton (f'_c) : 35 Mpa
- Mutu baja (f_y) : 420 Mpa

Denah dan potongan tangga yang akan ditinjau dapat dilihat pada gambar 4.25.



Gambar 4.25 Denah Tangga

Cek Syarat

- $60 \leq (2t + i) \leq 65$

$$2t + i = (2 \times 20 + 25) = 65 \text{OK!}$$

- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{250}{300}\right) = 39,8^\circ \text{OK!}$$

- Tebal Pelat anak tangga rata-rata

$$\left(\frac{i}{2}\right) \sin \alpha = \left(\frac{25}{2}\right) \sin 39,8 = 8 \text{ cm}$$

- Tebal pelat rata-rata

$$Tr = 17 + 8 = 25 \text{ cm}$$

4.3.2.2 Pembebanan Tangga dan Bordes

1. Beban Tangga

- Beban Mati

$$\text{Pelat Tangga} = \frac{0,25 \times 2400 \times 1,75}{(\cos 39,8^\circ)} = 1366,79 \text{ kg/m}$$

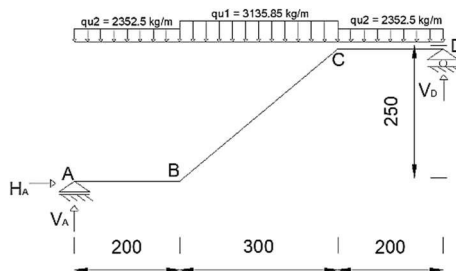
Tegel	$= 1,75 \times 24$	$= 42$	kg/m
Spesi (1 cm)	$= 1,75 \times 21$	$= 36,75$	kg/m
Sandaran		$= 50$	kg/m
	qd	$= 1494,54$	kg/m
• Beban Hidup	ql	$= 479 \times 1,75$	
		$= 838,25$	kg/m
• $Q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l$		$= 3135,85$	kg/m

2. Pelat Bordes

• Beban Mati			
Pelat Bordes	$= 0,17 \times 2400 \times 1,75$	$= 714$	kg/m
Tegel	$= 1,75 \times 24$	$= 42$	kg/m
Spesi (1 cm)	$= 1,75 \times 21$	$= 36,75$	kg/m
	qd	$= 842,75$	kg/m
• Beban Hidup	ql	$= 479 \times 1,75$	
		$= 838,25$	kg/m
• $Q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l$		$= 2352,5$	kg/m

4.3.2.3 Perhitungan Gaya Dalam pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada gambar 4.26.



Gambar 4.26 Beban pada Tangga

Reaksi perletakan

$$qu1 = 3135,85 \text{ kg/m}$$

$$qu2 = 2352,5 \text{ kg/m}$$

$$\bullet \Sigma H = 0, H_A = 0$$

$$\bullet \Sigma M_A = 0$$

$$R_D (7) - qu2 (2)(1) - qu1 (3)(3,5) - qu2 (2)(6) = 0$$

$$R_D = \frac{4099,84 + 30158,205 + 2459,04}{7} = 9408,78 \text{ kg}$$

$$\bullet \Sigma V = 0$$

$$R_A = qu1 (3) + qu2 (2) + qu2 (2) - 9408,78 \\ = 9408,78 \text{ kg}$$

1. A-B

$$\text{Bidang N} \rightarrow N_{AB} = 0$$

$$\text{Bidang D} \rightarrow D_A = R_A = 9408,78 \text{ kg}$$

$$\rightarrow D_B \text{ kiri} = R_A - qu2 (2) \\ = 4703,78 \text{ kg}$$

Bidang M

$$M_A = 0 \text{ kgm}$$

$$M_{B \text{ kiri}} = R_A (2) - \frac{1}{2} qu2 (2)^2 \\ = 14112,56 \text{ kgm}$$

2. B-C

$$\text{Bidang N} \rightarrow N_{B \text{ kanan}} = -R_A \sin \alpha + (qu2 \cdot \sin \alpha \cdot L_{BC}) \\ = -3011,29 \text{ kg}$$

$$\rightarrow N_{C \text{ kiri}} = N_{B \text{ kanan}} + (qu1 \cdot \sin \alpha \cdot L_{BC}) \\ = 3011,29 \text{ kg}$$

$$\text{Bidang D} \rightarrow D_{B \text{ kanan}} = R_A \cos \alpha - (qu2 \cdot \cos \alpha \cdot L_{ab}) \\ = 3613,54 \text{ kg}$$

$$\rightarrow D_{C \text{ kiri}} = D_A - (qu1 \cdot \cos \alpha \cdot L_{ab}) \\ = -3613,54 \text{ kg}$$

Bidang M

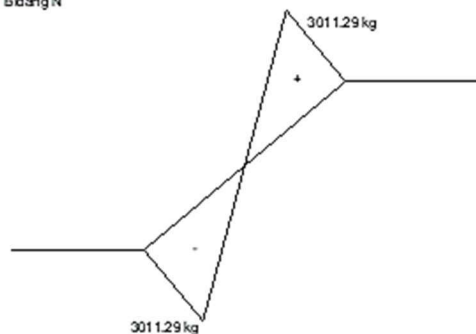
$$M_{Max} \rightarrow \text{ditengah}$$

$$M_{Max} = R_A \cdot 3,5 - 1,5 \cdot qu1 \cdot 0,75 - 2 \cdot qu2 \cdot 2,5$$

$$\rightarrow M_B \text{ Kanan} = M_C \text{ Kiri} = 17640,39 \text{ kgm}$$

$$= 14112,56 \text{ kgm}$$

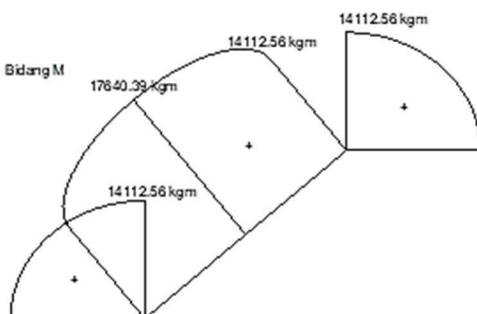
Bidang N



Bidang D



Bidang M



Gambar 4.27 Gambar Gaya Dalam

4.3.2.4 Perhitungan Tulangan Tangga

a. Anak Tangga

- $f'c$: 35 MPa
- f_y : 420 MPa
- D rencana : Tulangan D-16 mm ($A_s = 201,1 \text{ mm}^2$)
- dx : t tangga - cover - ($D/2$)
: $160 - 20 - (16/2) = 132 \text{ mm}$
- β_1 : 0,8 (untuk $f'c = 35 \text{ Mpa}$)
- ρ_{\min} : 0,0018
- ρ_b : $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $\frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600 + 4} \right) = 0,0333$
- ρ_{\max} : $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0333 = 0,0250$
- m : $\frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$

1. Perhitungan Penulangan Lentur (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

- $Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{176403900}{0,9 \times 1600 \times 132^2} = 5,16 \text{ Mpa}$
- $\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$
- $\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 5,16}{420}} \right)$
 $= 0,01359$
- $\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{\text{perlu}}!$
- $A_s = \rho \times b \times d = 0,01359 \times 1600 \times 132$
 $= 2870,3 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan :
 $n = \frac{2870,3}{201,1} = 14,3 \sim 15 \text{ buah}$
- Jarak Tulangan :
 $s = \frac{1600}{15} = 107 \text{ mm} \sim \text{dipakai } 100 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan lentur D16-110 mm

- As tulangan bagi $= 20\% \times \text{As pakai}$
 $= 20\% \times 3016,93$
 $= 603,2 \text{ mm}^2$
- As (D10) $= 0,25 \times \pi \times 10^2$
 $= 78,57 \text{ mm}^2$
- n tulangan $= \text{As tulangan bagi} / \text{As (D10)}$
 $= 603,2 / 78,57 = 7,68 \sim 8 \text{ buah}$
- Spasi $= \frac{1600}{8}$
 $= 200 \text{ mm} \sim \text{dipakai } 200 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan bagi D10-200 mm

2. Perhitungan Penulangan Geser (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1) Komponen struktur dibebani geser dan lentur

- $V_u \leq 0,5 \phi V_c$ (tidak perlu penguatan geser)
- $V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$
 $= 0,17 \times \sqrt{35} \times 1600 \times 132 = 212410,93 N$
- $0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 212410,93 = 79654,098 N$
- $V_u = 36135,4 N \leq 0,5 \phi V_c = 79654,098 N$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

3. Penulangan Susut

- $\rho_{\min} = 0,0018$ (SNI 2846:2013, Pasal 7.12.2.1)
- As perlu $= \rho \times b_w \times d$
 $= 0,0018 \times 1600 \times 132$
 $= 375,84 \text{ mm}^2$
- As (D10) $= 0,25 \times \pi \times 10^2$
 $= 78,57 \text{ mm}^2$
- n tulangan $= \text{As perlu} / \text{As (D10)}$
 $= 375,84 / 78,57 = 4,8403 \sim 5 \text{ buah}$

- Spasi $= \frac{1600}{5}$
 $= 320 \text{ mm} \sim \text{dipakai } 300 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan susut D10-300 mm

b. Pelat Bordes

- $f'c$: 35 MPa
- f_y : 420 MPa
- D rencana : Tulangan D-16 mm ($A_s = 201,06 \text{ mm}^2$)
- d_x : t tangga - cover - ($D/2$)
 $: 160 - 20 - (16/2) = 132 \text{ mm}$
- β_1 : 0,8 (untuk $f'c = 35 \text{ Mpa}$)
- ρ_{\min} : 0,0018
- ρ_b : $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600+} \right)$
 $\frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600+4} \right) = 0,0333$
- ρ_{\max} : $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0333 = 0,0250$
- m : $\frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$

1. Perhitungan Penulangan Lentur (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

- $R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{141125600}{0,9 \times 2000 \times 132^2} = 4,44 \text{ Mpa}$
- $\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R}{f_y}} \right)$
- $\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 4,44}{420}} \right)$
 $= 0,0115$
 $\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{\text{perlu}}!$
- $A_s = \rho \times b \times d = 0,0115 \times 2000 \times 132$
 $= 2750,94 \text{ mm}^2$
- Jumlah Tulangan :
 $n = \frac{2750,94}{201,06} = 13,68 \sim 14 \text{ buah}$

- Jarak Tulangan :

$$s = \frac{2000}{14} = 142,9 \text{ mm} \sim \text{dipakai } 100 \text{ mm}$$

- As pakai = $14 \times 201,06 = 2814,867 \text{ mm}^2$

Maka digunakan tulangan lentur D16-100 mm

- As tulangan bagi $= 20\% \times \text{As pakai}$
 $= 20\% \times 2814,867$
 $= 563 \text{ mm}^2$
- As (D10) $= 0,25 \times \pi \times 10^2$
 $= 78,57 \text{ mm}^2$
- n tulangan $= \text{As tulangan bagi} / \text{As (D10)}$
 $= 563 / 78,57 = 7,17 \sim 8 \text{ buah}$
- Spasi $= \frac{2000}{8}$
 $= 250 \text{ mm} \sim \text{dipakai } 200 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan bagi D10-200 mm

2. Perhitungan Penulangan Geser (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1) Komponen struktur dibebani geser dan lentur

- $V_u \leq 0,5 \phi V_c$ (tidak perlu penguatan geser)
- $V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$
 $= 0,17 \times \sqrt{35} \times 2000 \times 132 = 265513,66 \text{ N}$
- $0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 265513,66 = 99567,62 \text{ N}$
- $V_u = 94087,8 \text{ N} \leq 0,5 \phi V_c = 99567,62 \text{ N}$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

3. Penulangan Susut

- $\rho_{\min} = 0,0018$ (SNI 2846:2013, Pasal 7.12.2.1)
- As perlu $= \rho \times b_w \times d$
 $= 0,0018 \times 2000 \times 132$
 $= 475,2 \text{ mm}^2$
- As (D10) $= 0,25 \times \pi \times 10^2$

- $= 78,57 \text{ mm}^2$
- $n \text{ tulangan} = \text{As perlu} / \text{As (D10)}$
 $= 475,2 / 78,57 = 6,05 \sim 7 \text{ buah}$
- $\text{Spasi} = \frac{2000}{7}$
 $= 285,71 \text{ mm} \sim \text{dipakai } 250 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan susut D10-250 mm

Berikut merupakan tabel rekapitulasi penulangan pada tangga.

Tabel 4.37 Rekapitulasi Penulangan tangga

Nama Struktur	Tulangan		
	Lentur	Bagi	Susut
Pelat Tangga	D16-100	D10-200	D10-300
Pelat Bordes	D16-100	D10-200	D10-250

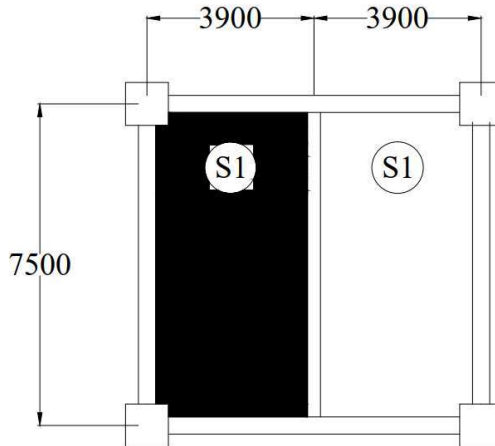
4.3.3 Perencanaan Pelat

Pelat yang direncanakan dibagi menjadi dua, yaitu pelat atap dan pelat lantai. Desain tebal pelat direncanakan dengan ketebalan 12 cm untuk pelat lantai dan 12 cm untuk pelat atap.

4.3.3.1 Data Perencanaan

- Mutu beton : 35 MPa
- Mutu baja : 420 MPa
- Tebal pelat atap : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Diameter tulangan rencana : 13 mm
- Tebal selimut Lantai (d') : 20 mm
- Tipe pelat : S1
- Panjang pelat : 750 cm
- Lebar pelat : 390 cm
- L_n : 710 cm
- S_n : 355 cm

• β_1
$$: \frac{710}{355} = 2 > 2 \text{ (pelat 1 arah)}$$



Gambar 4.28 Pelat Lantai Tipe S1

4.3.3.2 Pembebanan Pelat

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup berdasarkan SNI 1727:2013. Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dari pelat lantai. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

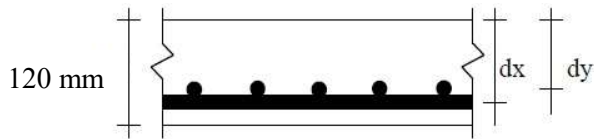
a. Pelat Atap

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

- Beban Mati :
 - Pelat atap $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi (1 cm) $= 21 \text{ kg/m}^2$
 - Aspal $= 14 \text{ kg/m}^2$

Untuk beton f'_c 35 Mpa berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 10.2.7.3 harga β_1 adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \bullet \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f'_c - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{35 - 28}{7} \\ &= 0,8 \end{aligned}$$



Gambar 4.29 Gambar Letak dx dan dy Pada Potongan Pelat

$$\begin{aligned} \bullet dx &= h \text{ (tebal pelat)} - d' - 0,5 \times D_{\text{tulangan rencana}} \\ &= 120 - 20 - 0,5 (13) \\ &= 93,5 \text{ mm} \\ \bullet dy &= h \text{ (tebal pelat)} - d' - D_{\text{tulangan bawah}} - 0,5 \times D_{\text{tulangan rencana}} \\ &= 120 - 20 - 13 - 0,5 (13) \\ &= 80,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \bullet m &= \frac{fy}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12 \\ \bullet \rho_{\min} &= 0,0018 \\ \bullet \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{fy} \left(\frac{600}{600 +} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0333 \\ \bullet \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0333 = 0,025 \end{aligned}$$

Pada pelat lantai tipe S1, diketahui merupakan pelat satu arah. Sehingga direncanakan momen yang terjadi sebagai berikut :

- $M = \frac{1}{10} \times q \times Lx^2$
- $M = \frac{1}{10} \times 1224 \times 3,55^2 = 1542,546 \text{ kgm}$

a. Penulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X

- $\emptyset = 0,9$ (penampang terkontrol tarik, SNI 2847:2013 Lamp.C)
- $Rn = \frac{Mu}{\emptyset b dx^2} = \frac{15425460}{0,9 \times 1000 \times 93,5^2} = 1,961 \text{ Mpa}$
- $\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 1,961}{420}} \right) = 0,0048$
 $\rho_{perlu} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{perlu}!$
- $As \text{ perlu} = \rho \times b \times dx$
 $= 0,0048 \times 1000 \times 93,5$
 $= 451,87 \text{ mm}^2$
- $As (D13) = 0,25 \times \pi \times D^2$
 $= 0,25 \times \pi \times 13^2$
 $= 132,73 \text{ mm}^2$
- $n \text{ tulangan} = \frac{As \text{ perlu}}{As (D10)} = \frac{451,87}{132,73} = 3,4 \approx 4 \text{ buah}$
- $S \text{ tulangan} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$, pakai $s = 200 \text{ mm}$
- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013, Pasal 7.6.5)
- $As \text{ pakai} = n \times As (D13)$
 $= 4 \times 132,73$
 $= 530,93 \text{ mm}^2$

Maka digunakan tulangan lentur arah x D13-200 mm

b. Penulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y

Pada penulangan arah y dipasang tulangan pembagi yang berguna untuk menahan susut dengan nilai $\rho_{\min} = 0.0018$ (SNI 2847:2013, pasal 7.12.2.1 (b))

- $As \text{ perlu} = \rho \times b \times dy$
 $= 0,0018 \times 1000 \times 80,5$

- $$= 144,9 \text{ mm}^2$$
- $A_s (D13) = 0,25 \times \pi \times D^2$
 $= 0,25 \times \pi \times 13^2$
 $= 132,73 \text{ mm}^2$
 - $n_{\text{tulangan}} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s (D10)} = \frac{144,9}{132,73} = 1,09 \approx 2 \text{ buah}$
 - $S_{\text{tulangan}} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm} \sim \text{dipakai } 250 \text{ mm}$
 - $S_{\text{max}} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013, Pasal 7.6.5)}$
 - $A_s \text{ pakai} = n \times A_s (D13)$
 $= 2 \times 132,73$
 $= 265,46 \text{ mm}^2$

Maka digunakan tulangan lentur arah y D13-250 mm

Sedangkan pada pelat tipe S7, merupakan pelat dua arah. Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

- $Mlx = 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X$
- $Mtx = -0,001 \times qu \times Lx^2 \times X$
- $Mly = 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X$
- $Mty = -0,001 \times qu \times Lx^2 \times X$

Dimana : Mlx = Momen lapangan arah x
 Mly = Momen lapangan arah y
 Mtx = Momen tumpuan arah x
 Mty = Momen tumpuan arah y
 X = Nilai konstanta dari perbandingan Ly/Lx

Dengan perhitungan yang sama untuk penulangan pelat S1 hingga S8, maka didapatkan jumlah tulangan seperti pada Tabel 4.38

Tabel 4.38 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai

Tipe	Tulangan Arah X (mm)	Tulangan Arah Y (mm)
S1	D13-200	D13-250
S2	D13-200	D13-250
S3	D13-200	D13-250
S4	D13-200	D13-250
S5	D13-200	D13-250
S6	D13-200	D13-250
S7	D13-200	D13-250
S8	D13-200	D13-250

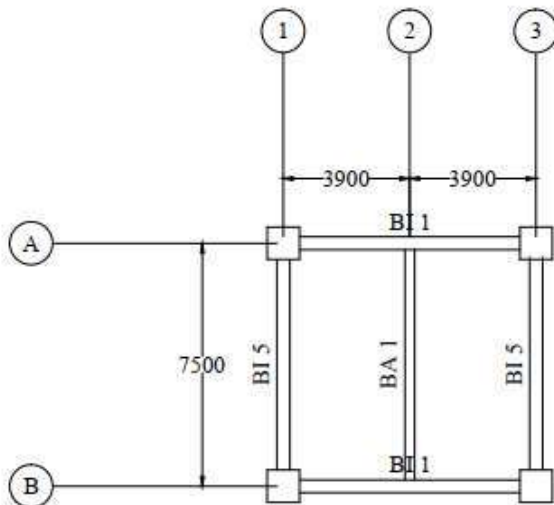
Berikut adalah tabel penulangan pelat atap S1 hingga S8 dan didapatkan jumlah tulangan seperti pada Tabel 4.39

Tabel 4.39 Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap

Tipe	Tulangan Arah X (mm)	Tulangan Arah Y (mm)
S1	D13-200	D13-250
S2	D13-200	D13-250
S3	D13-200	D13-250
S4	D13-200	D13-250
S5	D13-200	D13-250
S6	D13-200	D13-250
S7	D13-200	D13-250
S8	D13-200	D13-250

4.3.4 Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur gedung The Arundaya ini, dimensi balok anak yang digunakan sebagai contoh perhitungan adalah 30/55 cm dengan bentang 750 cm. Denah balok anak tipe BA 1 yang berada pada lantai atap dapat dilihat pada gambar 4.30.



Gambar 4.30 Denah Balok Anak BA 1

4.3.4.1 Pembebanan pada Balok Anak

Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan berat hidup merata di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dianggap sebagai beban persegi panjang pada bentang balok anak dikarenakan pelat yang menumpu pada balok anak adalah pelat satu arah.

- Pembebanan Pelat Atap
 - $q_d = 419 \text{ kg/m}^2$
 - $q_l = 116 \text{ kg/m}^2$

- Pembebanan Balok Anak Atap
 - Beban mati (q_d) :
 - Berat sendiri balok $= 0,3 \times 0,55 \times 2400 = 396 \text{ kg/m}$
 - Beban mati pelat $= q_{d \text{ pelat}} \times l_x$
 $= 419 \times 3,55 = 1487,45 \text{ kg/m}$
 - $q_d = 1487,45 + 396 = 1883,45 \text{ kg/m}$
 - Beban hidup (q_l) :
 - $q_l = q_{l \text{ pelat}} \times l_x = 116 \times 3,55 = 411,8 \text{ kg/m}$
 - Kombinasi beban
 - $q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l$
 $= 1,2 \times (1883,45) + 1,6 (411,8) = 2919,02 \text{ kg/m}$

Gaya-gaya dalam yang terjadi :

$$M(-) = \frac{1}{10} \times q \times L^2 = \frac{1}{10} \times 2919,02 \times 7,5^2 = 16419,48 \text{ kg.m}$$

$$M(+) = \frac{1}{14} \times q \times L^2 = \frac{1}{14} \times 2919,02 \times 7,5^2 = 11728,2 \text{ kg.m}$$

4.3.4.2 Penulangan pada Balok Anak

- Data Perencanaan pada balok anak atap :
 - f'_c : 35 MPa
 - f_y : 420 MPa
 - Tulangan Balok (D) : 25 mm
 - As Tulangan Balok (mm) : 491,071 mm²
 - Tulangan Sengkang (D) : 10 mm
 - As Tulangan Sengkang : 78,571 mm²
 - b : 300 mm
 - h : 550 mm
 - Decking : 50 mm
 - $d = h - (\text{decking} + \phi_{\text{sengkang}} + 0,5 \phi_{\text{tulangan utama}})$
 $= 550 - (50 + 10 + 0,5 (25)) = 477,5 \text{ mm}$

a. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

- $$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f'c - 28}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \times \frac{35 - 28}{7}$$

$$= 0,8$$
- $$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \text{ (SNI 2847:2013 pasal (10.5.1))}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} = 0,00352$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \text{ (SNI 2847:2013 pasal (10.5.1))}$$

$$= \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Dari kedua nilai ρ_{\min} diambil yang terbesar = 0,0035

- $$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \text{ (SNI 2847:2013 lamp.B 8.4.2)}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600 + 4} \right)$$

$$= 0,0333$$
- $$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0333 = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3))}$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1)}$$

Dari kedua nilai ρ_{\max} diambil yang terkecil = 0,025
- $$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$
- $$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{164194800}{0,9 \times 300 \times 477,5^2} = 2,67 \text{ Mpa}$$
- $$\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 2,67}{420}} \right) = 0,00667$$

$\rho_{\text{perlu}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{\text{perlu}}!$
- $$\text{As perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00667 \times 300 \times 477,5$$

$$= 955,47 \text{ mm}^2$$
- $$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{955,47}{491,071} = 1,945 \sim 4 \text{ buah}$$
- $$\text{Jarak tulangan} = \frac{b - n \times \phi D - 2 \times \text{Deck} - \times \phi S}{n - 1}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{300-3(25)-2(50)-2(10)}{4-1} \\
 &= 35 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan tulangan positif tumpuan

- $As_{\min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{955,47}{2} = 477,735 \text{ mm}^2$
- $n = \frac{477,735}{491,071} = 0,973 \sim 3 \text{ buah}$

c. Perhitungan tulangan positif lapangan

- $Rn = \frac{Mu}{\phi b dx^2} = \frac{117282000}{0,9 \times 300 \times 477,5^2} = 1,905 \text{ Mpa}$
- $\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 1,905}{420}} \right) = 0,00469$
 $\rho_{perlu} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{perlu}!$
- $As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times dx$
 $= 0,00469 \times 300 \times 490$
 $= 672,0344 \text{ mm}^2$
- $n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} = \frac{672,0344}{491,071} = 1,369 \sim 3 \text{ buah}$
- Jarak tulangan $= \frac{b-n \times \phi D - 2 \times Deck - \times \phi S}{n-1}$
 $= \frac{300-3(25)-2(50)-2(10)}{3-1}$
 $= 52,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$

d. Perhitungan tulangan negatif lapangan

- $As_{\min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{672,0344}{2} = 336,0172 \text{ mm}^2$
- $n = \frac{336,0172}{491,071} = 0,68 \sim 2 \text{ buah}$

e. Perhitungan tulangan geser

1. Cek kemampuan penampang :

$$Vu \leq \phi \left(Vc + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \times bw \times d \right)$$

- $V_u = 0,5 \times q_u \times L = 0,5 \times 2919,02 \times 7,5 = 10946,32 \text{ kg}$
- $V_s = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = \frac{1}{3} \times \sqrt{35} \times 300 \times 477,5$
 $= 282492,8 \text{ N} = 28249,28 \text{ kg}$
- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 300 \times 477,5$
 $= 141246,4 \text{ N} = 14124,64 \text{ kg}$
- $\phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right) = 0,75 (14124,64 + 56498,56) = 52967,4 \text{ kg}$
 $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right) \rightarrow (\text{OK})$

2. Cek kriteria kebutuhan tulangan geser

- **$V_u \leq 0,5 \phi V_c$ (tidak perlu penguatan geser)**
 $0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 14124,64 = 5296,74 \text{ kg}$
 $V_u = 10946,325 \text{ kg} \geq 0,5 \phi V_c = 5296,74 \text{ kg}$
 (tidak memenuhi)
- **$0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ (dipakai tulangan geser minimum)**
 $0,5 \phi V_c = 5296,74 \text{ kg} \leq V_u = 10946,325 \text{ kg}$
 $V_u = 10946,325 \text{ kg} \leq \phi V_c = 10593,48 \text{ kg}$
 (tidak memenuhi)
- **$\phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{s_{\min}})$ (diperlukan tulangan geser)**
 $\phi V_c = 10593,48 \text{ kg}$
 $V_u = 10946,325 \text{ kg}$
 $\phi (V_c + V_{s_{\min}}) = 31780,44 \text{ kg}$
 $10593,48 \leq 10946,32 \leq 31780,44$
 (memenuhi)
- **$\phi (V_c + V_{s_{\min}}) \leq V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right)$**
 $\phi (V_c + V_{s_{\min}}) = 31780,44 \text{ kg}$
 $V_u = 10946,325 \text{ kg}$
 $\phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \times b_w \times d \right) = 52967,4 \text{ kg}$
 $31780,44 \leq 10946,32 \leq 52967,4$
 (tidak memenuhi)

Jadi termasuk kategori 3 → dipakai tulangan geser

Dengan syarat s diambil terkecil dari :

$$S_{maks} < d/2 = 477,5/2 = 238,75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times A_s \text{ sengkang} \\ &= 2 \times 78,571 = 157,143 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{maks} < \frac{A_v f_y d}{V_{s \min}} = \frac{157,143 \times 420 \times 477,5}{282492,8} = 111,56 \text{ mm}$$

Maka dipasang 2 D10-100 mm

Perhitungan penulangan untuk balok anak pada lantai didapat hasil pada tabel 4.40.

Tabel 4.40 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Tipe Balok	BA 1		BA 2		BA 3		BA 4	
Tulangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi	300mm x 550 mm		300mm x 550 mm		300mm x 550 mm		300mm x 550 mm	
Bentang	7.5 m		7 m		7.8 m		5.5 m	
Decking	50 mm		50 mm		50 mm		50 mm	
Atas	4D25	2D25	3D25	2D25	4D25	2D25	2D25	2D25
Bawah	3D25	3D25	3D25	3D25	3D25	3D25	2D25	2D25
Sengkang	D10-100 mm		D10-100 mm		D10-100 mm		D10-100 mm	

4.3.5 Perhitungan Gaya Uplift Untuk Pelat Basement

Data-data yang diperlukan:

- Elevasi Basement = - 3,5 m
- Elevasi Muka Air Tanah = - 2,0 m
- Berat Jenis Air = 1000 kg/m^3

Dari gaya tersebut, dapat dihitung gaya uplift yang bekerja sebagai berikut:

$$\begin{aligned} q_{air} &= q_{air} \cdot \text{berat jenis tanah} \\ &= (3,5 - 2,0) \cdot 1000 \\ &= 1500 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa $q_{air} = 500 \text{ kg/m}^2$.

- Beban Mati

$$\text{Pelat Lantai} = 2400 \cdot 0,25 = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting dan Plumbing} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aspal} = 14 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Spesi (2 cm)} &= 42 \text{ kg/m}^2 \\
 q_D &= 686 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Beban Hidup} \\
 q_L &= 400 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Nilai q_{air} tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat basement itu sendiri. Dengan menambahkan beban uplift tersebut, didapatkan jumlah penulangan pelat basement yang digunakan untuk semua jenis pelat dapat dilihat pada tabel 4.41.

Tabel 4.41 Rekapitulasi Tulangan Pelat Basement

Tulangan	Arah X	Arah Y
Tulangan Atas	D13-200 mm	D13-225 mm
Tulangan Bawah	D13-150 mm	D13-175 mm

4.4 Perencanaan Struktur Primer

4.4.1 Umum

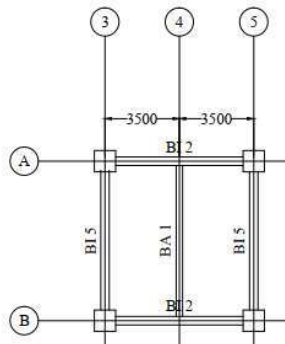
Struktur primer adalah suatu komponen yang kekakuannya mempengaruhi perilaku dari suatu gedung. Struktur utama menahan semua kombinasi beban yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa gempa dan angin. Komponen balok induk, kolom dan dinding struktur geser (shear wall) merupakan komponen struktur primer. Berikut adalah perhitungan perencanaan kebutuhan tulangan pada struktur primer.

4.4.2 Perencanaan Balok Induk Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

Perencanaan balok induk dalam struktur Gedung The Arundaya Surabaya ini menggunakan balok induk dengan 6 macam tipe dengan bentang yang berbeda, yaitu :

- Balok Induk BI 1 dengan dimensi 40/70 cm (bentang 7,8 m)
- Balok Induk BI 2 dengan dimensi 40/70 cm (bentang 7 m)
- Balok Induk BI 3 dengan dimensi 50/75 cm (bentang 10,5 m)
- Balok Induk BI 4 dengan dimensi 40/70 cm (bentang 5,5 m)
- Balok Induk BI 5 dengan dimensi 40/70 cm (bentang 7,5 m)
- Balok Induk BI 6 dengan dimensi 40/70 cm (bentang 3,5 m)

Pada contoh perhitungan akan dihitung balok induk BI 2 dengan dimensi 40/70 cm (bentang 7 m)



Gambar 4.31 Denah Balok Induk BI 2

4.4.2.1 Data Perencanaan Balok Induk

Data perencanaan balok induk tipe BI 2 adalah sebagai berikut :

- Dimensi Balok : 40 x 70 cm
- Tebal Pelat : 14 cm
- f'_c : 35 MPa
- f_y : 420 Mpa
- Tulangan lentur : 25 mm
- Tulangan sengkang : 13 mm
- Decking (d') : 50 mm

4.4.2.2 Perhitungan Tulangan Lentur

Sebelum masuk pada perhitungan tulangan lentur balok induk, perlu dihitung terlebih dahulu rasio tulangan minimum dan maksimum pada tulangan, sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f'_c - 28}{7} \\
 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{35 - 28}{7} \\
 &= 0,8
 \end{aligned}$$

- $\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$ (SNI 2847:2013 pasal (10.5.1))

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} = 0,00352$$

- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$ (SNI 2847:2013 pasal (10.5.1))

$$= \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Dari kedua nilai ρ_{\min} diambil yang terbesar = 0,0035

- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 +} \right)$ (SNI 2847:2013 lamp.B 8.4.2)

$$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,0333$$

- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0333 = 0,025$ (SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3))

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1)}$$

Dari kedua nilai ρ_{\max} diambil yang terkecil = 0,025

- $m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$

- $d_x = h - d' - D' - D$

$$= 700 - 50 - 13 - \frac{1}{2} 25 = 624,5 \text{ mm}$$

Momen yang terjadi pada balok induk diambil dari permodelan ETABS, dapat dilihat sebagai berikut:

$$M_{\text{tumpuan atas}} = 41820,099 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tumpuan bawah}} = 20904,822 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lapangan atas}} = 17336,661 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lapangan bawah}} = 29874,186 \text{ kgm}$$

$$V_u = 23487,67 \text{ kg}$$

$$T_u = 6639,405 \text{ kgm}$$

a. Penulangan Negatif di Tumpuan

- $R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{418200995,4}{0,9 \times 400 \times 624,5^2} = 2,98 \text{ Mpa}$

- $$\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 2,98}{420}} \right) = 0,00749$$

$$\rho_{perlu} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{perlu}!$$
- $$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times dx \\ &= 0,00749 \times 400 \times 624,5 \\ &= 1870,442 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$
- $$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1870,442}{490,87} = 3,81 \sim 6 \text{ buah}$$
- $$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &= \frac{b - n \times \emptyset D - 2 \times \text{Deck} - \times \emptyset S}{n - 1} \\ &= \frac{400 - 6(25) - 2(50) - 2(13)}{6 - 1} \\ &= 25 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} \text{As pakai} &= n \cdot A (D25) \\ &= 6 \cdot 490,87 \text{ mm}^2 = 2945,243 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur negatif tumpuan 6 D25.

- Kontrol Regangan

- $$\begin{aligned} T &= f_y \cdot \text{As pakai} \\ &= 420 \cdot 2945,243 \\ &= 1237002,06 \text{ N} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} Ac &= \frac{T}{0,85 f'c} \\ &= \frac{1237002,06 \text{ N}}{0,85 \cdot 35} \\ &= 41579,90277 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} a &= \frac{Ac}{b} \\ &= \frac{41579,90277 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}} \\ &= 103,95 \text{ mm} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{103,95 \text{ mm}}{0,8} \\ &= 129,94 \text{ mm} \end{aligned}$$
- $$\varepsilon_t = \left(\frac{d - c}{c} \right) 0,003$$

$$= \left(\frac{624,5 - 129,94}{129,94} \right) 0,003$$

$$= 0,0114 > 0,005 \text{ (OK)}$$

b. Tulangan Positif di Tumpuan

- $Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{209048217,1}{0,9 \times 400 \times 624,5^2} = 1,489 \text{ Mpa}$
- $\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 1,489}{420}} \right) = 0,00364$
 $\rho_{perlu} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{perlu}!$
- As perlu = $\rho \times b \times dx$
 $= 0,00364 \times 400 \times 624,5$
 $= 908,91 \text{ mm}^2$
- $n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{908,91}{490,87} = 1,852 \sim 4 \text{ buah}$
- Jarak tulangan = $\frac{b - n \times \phi D - 2 \times Deck - 2 \times \phi S}{n - 1}$
 $= \frac{400 - 4(25) - 2(50) - 2(13)}{4 - 1}$
 $= 58 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$
- As pakai = $n \cdot A \text{ (D25)}$
 $= 4 \cdot 490,87 \text{ mm}^2 = 1963,495 \text{ mm}^2$

Maka digunakan tulangan lentur positif tumpuan 4 D25.

- Kontrol Kekuatan

- Mn = 41820,099 kgm
- ϕ = 0,9
- $\frac{Mn}{\phi}$ = 464667772,7 Nmm
- xb = $\left(\frac{600 \cdot d}{600 +} \right)$
 $= \left(\frac{600 \cdot 624,5}{600 + 4} \right)$
 $= 367,35 \text{ mm}$
- $x < 0,75 \text{ xb}$ = 275,5 mm
- x rencana = 275 mm

- $$\begin{aligned}
 f'_s &= \left(\frac{1-d'}{x} \right) 600 \\
 &= \left(\frac{1-75,5'}{275} \right) 600 \\
 &= 435,27 \text{ MPa} > f_y = 420 \text{ MPa (tulangan tekan leleh)}
 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0,85 \cdot b \cdot f'_c} \\
 &= \frac{2945,243 \cdot 420 - 1963,495 \cdot 420}{0,85 \cdot b \cdot f'_c} \\
 &= 34,65 \text{ mm}
 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}
 M_{n \text{ act}} &= (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \\
 &= (2945,243 \cdot 420 - 1963,495 \cdot 420) \\
 &\quad \left(624,5 - \frac{34,65}{2} \right) + 1963,495 \cdot 420 (624,5 - 77,5) \\
 &= 703101706,2 > \frac{M_n}{\phi} = 464667772,7 \text{ Nmm} \\
 &\quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Batas Penulangan

- $$A_s = 2945,243 \text{ mm}^2$$
- $$A'_s = 1963,495 \text{ mm}^2$$
- $$\begin{aligned}
 \text{Tidak boleh kurang dari} &= \frac{1,4 \cdot b \cdot w \cdot d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 624,5}{420} \\
 &= 832,67 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \sqrt{35} \cdot 400 \cdot 624,5}{420} \\
 &= 879,665 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}
 \rho = \frac{A_s}{b d} < 0,25 &= 0,0079 < 0,025 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

c. Tulangan Positif di Lapangan

- $$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{298741859,5}{0,9 \times 400 \times 624,5^2} = 2,13 \text{ Mpa}$$

$$\bullet \quad \rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 2,13}{420}} \right) = 0,00526$$

$$\rho_{perlu} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{perlu}!$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{As perlu} &= \rho \times b \times dx \\ &= 0,00526 \times 400 \times 624,5 \\ &= 1314,34 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\bullet \quad n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1314,34}{490,87} = 2,68 \sim 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{Jarak tulangan} &= \frac{b - n \times \emptyset D - 2 \times \text{Deck} - 2 \times \emptyset S}{n - 1} \\ &= \frac{400 - 3(25) - 2(50) - 2(13)}{3 - 1} \\ &= 99,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \text{As pakai} &= n \cdot A (D25) \\ &= 3 \cdot 490,87 \text{ mm}^2 = 1472,62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur positif lapangan 3 D25.

- Kontrol Regangan

$$\begin{aligned} \bullet \quad T &= f_y \cdot \text{As pakai} \\ &= 420 \cdot 1472,62 \\ &= 618501,0537 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad Ac &= \frac{T}{0,85 f'c} \\ &= \frac{618501,0537 \text{ N}}{0,85 \cdot 35} \\ &= 20789,95138 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad a &= \frac{Ac}{b} \\ &= \frac{20789,95138 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}} \\ &= 51,97 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{51,97 \text{ mm}}{0,8} \\ &= 64,97 \text{ mm} \end{aligned}$$

- $$\begin{aligned}\varepsilon_t &= \left(\frac{d-c}{c}\right) 0,003 \\ &= \left(\frac{624,5-64,97}{64,97}\right) 0,003 \\ &= 0,0258 > 0,005 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

d. Tulangan Negatif di Lapangan

- $$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{173366607,1}{0,9 \times 400 \times 624,5^2} = 1,23 \text{ Mpa}$$
- $$\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 1,23}{420}}\right) = 0,00299$$

$$\rho_{perlu} \leq \rho_{min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{min}!$$
- $$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d x \\ &= 0,00352 \times 400 \times 624,5 \\ &= 879,30 \text{ mm}^2\end{aligned}$$
- $$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{879,3}{490,87} = 1,79 \sim 2 \text{ buah}$$
- $$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan} &= \frac{b - n \times \phi D - 2 \times \text{Deck} - \times \phi S}{n-1} \\ &= \frac{400 - 2(25) - 2(50) - 2(13)}{2-1} \\ &= 224 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}\end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}\text{As pakai} &= n \cdot A \text{ (D25)} \\ &= 2 \cdot 490,87 \text{ mm}^2 = 981,747 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur negatif lapangan 2 D25.

e. Kontrol Balok T

- $$\begin{aligned}be &< \frac{L}{4} \\ &< \frac{7000}{4} \\ &< 1750 \text{ mm}\end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}be &< bw + 8hf \\ &< 4000 + 8 \cdot 140 \\ &< 1520 \text{ mm (menentukan)}\end{aligned}$$
- $$be < 5500 \text{ mm}$$

Maka nilai $b_e = 1520 \text{ mm}$

- $$\begin{aligned} \bullet \quad a &= \frac{A_s f_y}{0,85 \cdot f_{c.be}} \\ &= \frac{1427,62 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 1520} \\ &= 13,68 \text{ mm} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} \bullet \quad x &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{13,68}{0,8} \\ &= 17,097 \text{ mm} < h_f = 140 \text{ mm (Balok T palsu)} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} \bullet \quad M_n \text{ act} &= A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1427,62 \cdot 420 \left(624,5 - \frac{13,68}{2} \right) \\ &= 1427,62 \cdot 420 \\ &= 382024103,1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} \bullet \quad \phi M_n &= 0,9 M_n \\ &= 0,9 \cdot 1427,62 \cdot 382024103,1 \text{ Nmm} \\ &= 343821692,8 > M_u = 298741859,5 \text{ Nmm} \\ &\text{(OK)} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} \bullet \quad c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{13,68}{0,8} \\ &= 17,097 \text{ mm} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} \bullet \quad \varepsilon_t &= \frac{d-c}{c} \cdot 0,003 > 0,005 \\ &= \frac{624,5-17,097}{17,097} \cdot 0,003 > 0,005 \\ &= 0,1066 > 0,005 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4.4.2.3 Kontrol Tulangan Geser

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan kanan memiliki jumlah tulangan yang sama. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 dalam menghitung tulangan geser menggunakan perumusan sebagai berikut :

- $a_1 = \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f'_{c.bw}} = \frac{2945,24 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 129,94 \text{ mm}$
- $M_{pr1} = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2945,24 \cdot 1,25 \cdot 420 \left(624,5 - \frac{129,94}{2} \right) = 865,177 \text{ KNm}$
- $a_2 = \frac{A_s' \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f'_{c.bw}} = \frac{1963,49 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 85,625 \text{ mm}$
- $M_{pr2} = A_s' \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1963,49 \cdot 1,25 \cdot 420 \left(624,5 - \frac{85,625}{2} \right) = 599,108 \text{ KNm}$
- $V_g = V_u = 23487,67 \text{ kg} \cong 234,88 \text{ KN}$
- $l_n = 6 \text{ m}$
- $V_{s \text{ way}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{865,177 + 599,108}{6} = 224,05 \text{ KN}$
- $V_{u1} = V_g - V_{s \text{ way}} = 234,88 - 224,05 = -9,17 \text{ KN}$
- $V_{u2} = V_g + V_{s \text{ way}} = 234,88 + 224,05 = 478,92 \text{ KN (menentukan)}$

a. Pemasangan Sengkang di Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila:

$$V_s \text{ way} > 0,5 V_u \text{ max}$$

$$224,05 \text{ KN} > 0,5 \cdot 478,92 \text{ KN}$$

$$224,05 \text{ KN} > 239,46 \text{ KN (OK)}$$

$$\text{Gaya Aksial Tekan} < 0,05 \cdot A_g \cdot f'_c$$

$$0 < 0,05 \cdot 400 \cdot 700 \cdot 35$$

$$0 < 490 \text{ KN (OK)}$$

- $V_u = 478924,282 \text{ N}$
- $V_c = 0 \text{ N}$
- $V_s \text{ min} = (V_u - V_c)/0,75$
 $= 638565,71 \text{ N}$
- $\phi V_s \text{ min} = 0,75 \cdot 638565,71 \text{ N}$
 $= 478924,2819 \text{ N}$
- $A_v = 2 \cdot A (D13)$
 $= 265,46 \text{ mm}^2$
- $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$
 $= \frac{265,46 \cdot 420 \cdot 524,5}{638565,71}$
 $= 109,04 \text{ mm}$
- $s \text{ min} = d/4$
 $= 624,5/4$
 $= 156,125 \text{ mm}$
 $= 6db$
 $= 150 \text{ mm}$
 $< 150 \text{ mm}$

Maka pakai $s = 100 \text{ mm}$, sehingga digunakan tulangan sengkang 2 D13-100 mm.

Kontrol kuat geser balok tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 2847:2013 ps 11.4.7.9:

- $V_s \text{ max} = \frac{2}{3} bw \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$
 $= \frac{2}{3} \cdot 400 \cdot 624,5 \cdot \sqrt{35}$
 $= 985224,4865 \text{ N}$
- $\phi V_s \text{ max} = 0,75 \cdot V_s \text{ max}$
 $= 0,75 \cdot 985224,4865$
 $= 738918,3649 \text{ N}$
- $V_n = 638565,71 \text{ N}$
- $V_c = 0 \text{ N}$
- $V_s = V_n - V_c$
 $= 638565,71 \text{ N} < V_s \text{ max} = 985224,4865 \text{ N}$
 (OK)

b. Pemasangan Sengakang di Luar Daerah Sendi Plastis

$$V_u = 478924,2819 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 400 \cdot 624,5$$

$$= 251232,2441 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 251232,2441$$

$$= 188424,1831 \text{ N}$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \cdot 0,75 \cdot 251232,2441$$

$$= 94212,09 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_s \text{ min}) = 667348,27 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_s \text{ max}) = 927342,54 \text{ N}$$

Syarat:

1. Tidak butuh tulangan geser
 $V_u \leq 0,5 \phi V_c$
2. Butuh tulangan geser minimum
 $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$
3. Butuh tulangan geser

$$\phi(V_c + V_s \min) \leq V_u \leq \phi(V_c + V_s \max)$$

Sehingga memenuhi kondisi 2, maka digunakan tulangan geser minimum.

- V_u = 179639 N (dari ETABS dicari pada jarak
 $2h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$)
 - $V_s \min$

$$= \frac{V_u}{\phi}$$

$$= \frac{179639}{0,75}$$

$$= 239518,67 \text{ N}$$
 - A_v

$$= 2 \cdot A \text{ (D13)}$$

$$= 265,46 \text{ mm}^2$$
 - s

$$= \frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{V_s \min}$$

$$= \frac{265,464 \cdot 624,5 \cdot 420}{239518,67}$$

$$= 290,70 \text{ mm}$$
 - $s \min$

$$= \frac{d}{2}$$

$$= \frac{624,5}{2}$$

$$= 312,25 \text{ mm}$$
 - $s \text{ pakai}$ = 200 mm
- Maka Pakai tulangan geser 2 D13-200mm

4.4.2.4 Kontrol Tulangan Torsi

Tu ETABS = 6639,405 kgm
 = 66,394 KNm

Dimensi balok BI 2 = 40/70 cm

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas dimana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut ini:

$$\bullet \quad T_n = \phi \cdot 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \left(\frac{(A_{cp})^2}{(P_{cp})^2} \right)$$

$$= 0,75 \cdot 0,33 \cdot \sqrt{35} \left(\frac{(400 \cdot 700)^2}{(2(400+700))^2} \right)$$

$$= 13,045 \text{ KNm} < T_u = 66,394 \text{ KNm (OK)}$$

(Perlu Penulangan Torsi)

- $V_u = 478924,28 \text{ N}$
- $Ph = 2(Boh + Hoh)$
 $= 2((b-2d'-D') + (h-2d'-D'))$
 $= 2(287+587)$
 $= 1748 \text{ mm}$
- $Aoh = Boh \cdot Hoh$
 $= 168469$
 $= 168469 \text{ mm}^2$
- $V_c = 251232,24 \text{ N}$
- Sudut $= 45^\circ$
- $At/s = T_n \cdot \cot 45 / (2 \cdot A_o \cdot f_y)$
 $= \frac{(13,045 \cdot 10^6 / 0,75)}{(2 \cdot 0,85 \cdot 168469 \cdot 420)}$
 $= 0,736 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Cek Penampang balok berdasarkan SNI 2847:2013 ps 11.5.3.1

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u Ph}{1,7 A_o^2}\right)^2} < \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c}\right)$$

$3,076 < 3,68$ (Ukuran penampang balok cukup)

- $Al_{\max} = At/s \cdot Ph$
 $= 1286,44 \text{ mm}^2$
- $Al_{\min} = \left(\frac{0,42 A_{cp} \sqrt{f'_c}}{f_y}\right) - \left(\frac{Ph \cdot A(D25)}{300}\right)$
 $= -1203,65 \text{ mm}^2$
- $Al_{\text{di tengah}} = \frac{1}{2} Al_{\max}$
 $= \frac{1}{2} 1286,44$
 $= 643,22 \text{ mm}^2$
- $A(D25) = 490,87 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{Al \text{ di tenga}}{A(D25)}$$

$$= 1,31 \sim 2$$

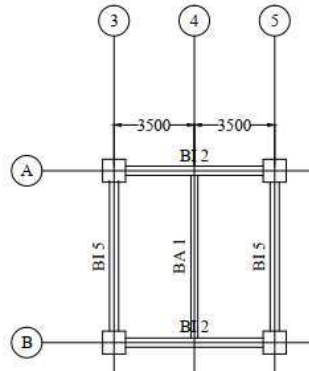
Maka pakai tulangan torsi 2 D25

Tabel 4.42 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk Berdasarkan Peta Zonasi
Gempa Indonesia Tahun 2010

[illegible]

4.4.3 Perencanaan Balok Induk Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Pada contoh perhitungan akan dihitung balok induk BI 2 dengan dimensi 40/70 cm (bentang 7 m)



Gambar 4.32 Denah Balok Induk BI 2

4.4.3.1 Data Perencanaan Balok Induk

Data perencanaan balok induk tipe BI 2 adalah sebagai berikut :

- Dimensi Balok : 40 x 70 cm
- Tebal Pelat : 14 cm
- f'_c : 35 MPa
- f_y : 420 Mpa
- Tulangan lentur : 25 mm
- Tulangan sengkang : 13 mm
- Decking (d') : 50 mm

4.4.3.2 Perhitungan Tulangan Lentur

Sebelum masuk pada perhitungan tulangan lentur balok induk, perlu dihitung terlebih dahulu rasio tulangan minimum dan maksimum pada tulangan, sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \bullet \quad \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \frac{f'_c - 28}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \times \frac{35 - 28}{7} \end{aligned}$$

$$= 0,8$$

- $$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \text{ (SNI 2847:2013 pasal (10.5.1))}$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} = 0,00352$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \text{ (SNI 2847:2013 pasal (10.5.1))}$$

$$= \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Dari kedua nilai ρ_{\min} diambil yang terbesar = 0,0035

- $$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 +} \right) \text{ (SNI 2847:2013 lamp.B 8.4.2)}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,0333$$

- $$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0333 = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3))}$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1)}$$

Dari kedua nilai ρ_{\max} diambil yang terkecil = 0,025

- $$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,12$$

- $$d_x = h - d' - D' - D$$

$$= 700 - 50 - 13 - \frac{1}{2} 25 = 624,5 \text{ mm}$$

Momen yang terjadi pada balok induk diambil dari permodelan ETABS, dapat dilihat sebagai berikut:

$$M_{\text{tumpuan atas}} = 45192.52 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tumpuan bawah}} = 19000.9 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lapangan atas}} = 20140.63 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lapangan bawah}} = 32825.02 \text{ kgm}$$

$$V_u = 25083.88 \text{ kg}$$

$$T_u = 6846.99 \text{ kgm}$$

a. Penulangan Negatif di Tumpuan

- $Rn = \frac{Mu}{\phi b dx^2} = \frac{45192520000}{0,9 \times 400 \times 624,5^2} = 3,22 \text{ Mpa}$
- $\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 3,22}{420}} \right) = 0,00813$
 $\rho_{perlu} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{perlu}!$
- As perlu = $\rho \times b \times dx$
 $= 0,00813 \times 400 \times 624,5$
 $= 2031,006 \text{ mm}^2$
- $n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{2031,006}{490,87} = 4,14 \sim 6 \text{ buah}$
- Jarak tulangan = $\frac{b - n \times \phi D - 2 \times \text{Deck} - \times \phi S}{n - 1}$
 $= \frac{400 - 6(25) - 2(50) - 2(13)}{6 - 1}$
 $= 25 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$
- As pakai = $n \cdot A \text{ (D25)}$
 $= 6 \cdot 490,87 \text{ mm}^2 = 2945,243 \text{ mm}^2$

Maka digunakan tulangan lentur negatif tumpuan 6 D25.

- Kontrol Regangan

- $T = f_y \cdot As \text{ pakai}$
 $= 420 \cdot 2945,243$
 $= 1237002,06 \text{ N}$
- $Ac = \frac{T}{0,85 f_r}$
 $= \frac{1237002,06 \text{ N}}{0,85 \cdot 35}$
 $= 41579,90277 \text{ mm}^2$
- $a = \frac{Ac}{b}$
 $= \frac{41579,90277 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}}$
 $= 103,95 \text{ mm}$
- $c = \frac{a}{\beta_1}$
 $= \frac{103,95 \text{ mm}}{0,8}$

$$\begin{aligned}
 &= 129,94 \text{ mm} \\
 \bullet \quad \varepsilon_t &= \left(\frac{d-c}{c} \right) 0,003 \\
 &= \left(\frac{624,5-129,94}{129,94} \right) 0,003 \\
 &= 0,0114 > 0,005 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

b. Tulangan Positif di Tumpuan

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad Rn &= \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{190009000}{0,9 \times 400 \times 624,5^2} = 1,35 \text{ Mpa} \\
 \bullet \quad \rho &= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 1,35}{420}} \right) = 0,0033 \\
 &\quad \rho_{perlu} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{perlu}! \\
 \bullet \quad \text{As perlu} &= \rho \times b \times d x \\
 &= 0,0033 \times 400 \times 624,5 \\
 &= 879,665 \text{ mm}^2 \\
 \bullet \quad n &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{879,665}{490,87} = 1,79 \sim 5 \text{ buah} \\
 \bullet \quad \text{Jarak tulangan} &= \frac{b - n \times \phi D - 2 \times Deck - \times \phi S}{n - 1} \\
 &= \frac{400 - 5(25) - 2(50) - 2(13)}{5 - 1} \\
 &= 37 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \\
 \bullet \quad \text{As pakai} &= n \cdot A \text{ (D25)} \\
 &= 5 \cdot 490,87 \text{ mm}^2 = 2454,369 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur positif tumpuan 5 D25.

- Kontrol Kekuatan

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad Mn &= 45192.52 \text{ kgm} \\
 \bullet \quad \phi &= 0,9 \\
 \bullet \quad \frac{Mn}{\phi} &= 502139111,1 \text{ Nmm} \\
 \bullet \quad x_b &= \left(\frac{600.d}{600+f} \right) \\
 &= \left(\frac{600.624,5}{600+420} \right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 367,35 \text{ mm} \\
 x < 0,75 x_b &= 275,5 \text{ mm} \\
 x \text{ rencana} &= 275 \text{ mm} \\
 \bullet \quad f'_s &= \left(\frac{1-d'}{x} \right) 600 \\
 &= \left(\frac{1-75,5'}{275} \right) 600 \\
 &= 435,27 \text{ MPa} > f_y = 420 \text{ MPa (tulangan tekan leleh)} \\
 \bullet \quad a &= \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0,85 \cdot b \cdot f'_c} \\
 &= \frac{2945,243 \cdot 420 - 2454,369 \cdot 420}{0,85 \cdot b \cdot f'_c} \\
 &= 17,325 \text{ mm} \\
 \bullet \quad M_{n \text{ act}} &= (A_s f_y - A'_s f'_s) \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \\
 &= (2945,243 \cdot 420 - 2454,369 \cdot 420) \\
 &\quad \left(624,5 - \frac{34,65}{2} \right) + 2454,369 \cdot 420 (624,5 - 77,5) \\
 &= 692893849,2 > \frac{M_n}{\phi} = 502139111,1 \text{ Nmm} \\
 &\quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Batas Penulangan

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad A_s &= 2945,243 \text{ mm}^2 \\
 \bullet \quad A'_s &= 2454,369 \text{ mm}^2 \\
 \bullet \quad \text{Tidak boleh kurang dari} &= \frac{1,4 \cdot b \cdot w \cdot d}{f_y} \\
 &= \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 624,5}{420} \\
 &= 832,67 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \cdot \sqrt{35} \cdot 400 \cdot 624,5}{420} \\
 &= 879,665 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \\
 \bullet \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} < 0,25 &= 0,0098 < 0,025 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

c. Tulangan Positif di Lapangan

- $Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{328250200}{0,9 \times 400 \times 624,5^2} = 2,338 \text{ Mpa}$
 - $\rho = \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 2,338}{420}} \right) = 0,0058$
 $\rho_{perlu} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{perlu}!$
 - $As \text{ perlu} = \rho \times b \times dx$
 $= 0,0058 \times 400 \times 624,5$
 $= 1449,94 \text{ mm}^2$
 - $n = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{1449,94}{490,87} = 2,95 \sim 3 \text{ buah}$
 - Jarak tulangan $= \frac{b - n \times \phi D - 2 \times Deck - \times \phi S}{n - 1}$
 $= \frac{400 - 3(25) - 2(50) - 2(13)}{3 - 1}$
 $= 99,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$
 - As pakai $= n \cdot A (D25)$
 $= 3 \cdot 490,87 \text{ mm}^2 = 1472,62 \text{ mm}^2$
- Maka digunakan tulangan lentur positif lapangan 3 D25.

- Kontrol Regangan

- $T = fy \cdot As \text{ pakai}$
 $= 420 \cdot 1472,62$
 $= 618501,0537 \text{ N}$
- $Ac = \frac{T}{0,85 f'c}$
 $= \frac{618501,0537 \text{ N}}{0,85 \cdot 35}$
 $= 20789,95138 \text{ mm}^2$
- $a = \frac{Ac}{b}$
 $= \frac{20789,95138 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}}$
 $= 51,97 \text{ mm}$
- $c = \frac{a}{\beta_1}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{51,97 \text{ mm}}{0,8} \\
 &= 64,97 \text{ mm} \\
 \bullet \quad \varepsilon_t &= \left(\frac{d-c}{c} \right) 0,003 \\
 &= \left(\frac{624,5-64,97}{64,97} \right) 0,003 \\
 &= 0,0258 > 0,005 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

d. Tulangan Negatif di Lapangan

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad Rn &= \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{201406300}{0,9 \times 400 \times 624,5^2} = 1,43 \text{ Mpa} \\
 \bullet \quad \rho &= \frac{1}{14,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,12 \times 1,43}{420}} \right) = 0,00349 \\
 \rho_{perlu} &\leq \rho_{min} \rightarrow \text{Pakai } \rho_{min}! \\
 \bullet \quad \text{As perlu} &= \rho \times b \times d x \\
 &= 0,00352 \times 400 \times 624,5 \\
 &= 879,30 \text{ mm}^2 \\
 \bullet \quad n &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{879,3}{490,87} = 1,79 \sim 2 \text{ buah} \\
 \bullet \quad \text{Jarak tulangan} &= \frac{b-n \times \phi D - 2 \times Deck - \times \phi S}{n-1} \\
 &= \frac{400-2(25)-2(50)-2(13)}{2-1} \\
 &= 224 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \\
 \bullet \quad \text{As pakai} &= n \cdot A (D25) \\
 &= 2 \cdot 490,87 \text{ mm}^2 = 981,747 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur negatif lapangan 2 D25.

e. Kontrol Balok T

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad b_e &< \frac{L}{4} \\
 &< \frac{7000}{4} \\
 &< 1750 \text{ mm} \\
 b_e &< b_w + 8h_f \\
 &< 4000 + 8.140
 \end{aligned}$$

$$< 1520 \text{ mm (menentukan)}$$

$$b_e < 5500 \text{ mm}$$

Maka nilai $b_e = 1520 \text{ mm}$

- $a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_{c.be}}$
 $= \frac{1427,62 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 1520}$
 $= 13,68 \text{ mm}$
- $x = \frac{a}{\beta_1}$
 $= \frac{13,68}{0,8}$
 $= 17,097 \text{ mm} < h_f = 140 \text{ mm (Balok T palsu)}$
- $M_n \text{ act} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$
 $= 1427,62 \cdot 420 \left(624,5 - \frac{13,68}{2}\right)$
 $= 1427,62 \cdot 420$
 $= 382024103,1 \text{ Nmm}$
- $\phi M_n = 0,9 M_n$
 $= 0,9 \cdot 1427,62 \cdot 382024103,1 \text{ Nmm}$
 $= 343821692,8 > M_u = 328250200 \text{ Nmm}$
 (OK)
- $c = \frac{a}{\beta_1}$
 $= \frac{13,68}{0,8}$
 $= 17,097 \text{ mm}$
- $\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} 0,003 > 0,005$
 $= \frac{624,5 - 17,097}{17,097} 0,003 > 0,005$
 $= 0,1066 > 0,005 (\text{OK})$

4.4.3.3 Kontrol Tulangan Geser

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan kanan memiliki jumlah tulangan yang sama. Menurut SNI 2847:2013

pasal 21.6.5.1 dalam menghitung tulangan geser menggunakan perumusan sebagai berikut :

- $$\begin{aligned}
 \bullet \quad a_1 &= \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f'_{c.bw}} \\
 &= \frac{2945,24 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} \\
 &= 129,94 \text{ mm}
 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{pr1} &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 2945,24 \cdot 1,25 \cdot 420 \left(624,5 - \frac{129,94}{2} \right) \\
 &= 865,177 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}
 \bullet \quad a_2 &= \frac{A_s' \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f'_{c.bw}} \\
 &= \frac{2454,369 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} \\
 &= 108,28 \text{ mm}
 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_{pr2} &= A_s' \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 2454,369 \cdot 1,25 \cdot 420 \left(624,5 - \frac{108,28}{2} \right) \\
 &= 734,93 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_g &= V_u \\
 &= 25083,88 \text{ kg} \cong 250,84 \text{ KN}
 \end{aligned}$$
- $$\bullet \quad l_n = 6 \text{ m}$$
- $$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_{s \text{ way}} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \\
 &= \frac{865,177 + 734,93}{6} \\
 &= 266,685 \text{ KN}
 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_{u1} &= V_g - V_{s \text{ way}} \\
 &= 250,84 - 266,685 \\
 &= -15,846 \text{ KN}
 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_{u2} &= V_g + V_{s \text{ way}} \\
 &= 250,84 + 266,685 \\
 &= 517,52 \text{ KN (menentukan)}
 \end{aligned}$$

a. Pemasangan Senggang di Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, apabila:

$$V_s \text{ way} > 0,5 V_u \text{ max}$$

$$266,685 \text{ KN} > 0,5 \cdot 517,52 \text{ KN}$$

$$266,685 \text{ KN} > 258,76 \text{ KN (OK)}$$

$$\text{Gaya Aksial Tekan} < 0,05 \cdot A_g \cdot f'_c$$

$$0 < 0,05 \cdot 400 \cdot 700 \cdot 35$$

$$0 < 490 \text{ KN (OK)}$$

- $V_u = 517523,82 \text{ N}$
- $V_c = 0 \text{ N}$
- $V_s \text{ min} = (V_u - V_c)/0,75$
 $= 690031,76 \text{ N}$
- $\phi V_s \text{ min} = 0,75 \cdot 690031,76 \text{ N}$
 $= 517523,82 \text{ N}$
- $A_v = 2 \cdot A \text{ (D13)}$
 $= 265,46 \text{ mm}^2$
- $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$
 $= \frac{265,46 \cdot 420 \cdot 524,5}{690031,76}$
 $= 100,91 \text{ mm}$
- $s \text{ min} = d/4$
 $= 624,5/4$
 $= 156,125 \text{ mm}$
 $= 6db$
 $= 150 \text{ mm}$
 $< 150 \text{ mm}$

Maka pakai $s = 100 \text{ mm}$, sehingga digunakan tulangan senggang 2 D13-100 mm.

Kontrol kuat geser balok tidak boleh lebih besar dari syarat SNI 2847:2013 ps 11.4.7.9:

- $V_s \max = \frac{2}{3} bw \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$
 $= \frac{2}{3} \cdot 400 \cdot 624,5 \cdot \sqrt{35}$
 $= 985224,4865 \text{ N}$
- $\phi V_s \max = 0,75 \cdot V_s \max$
 $= 0,75 \cdot 985224,4865$
 $= 738918,3649 \text{ N}$
- $V_n = 690032,76 \text{ N}$
- $V_c = 0 \text{ N}$
- $V_s = V_n - V_c$
 $= 690032,76 \text{ N} < V_s \max = 985224,4865 \text{ N}$
 (OK)

b. Pemasangan Sengkang di Luar Daerah Sendi Plastis

$$\begin{aligned}
 V_u &= 517523,82 \text{ N} \\
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 400 \cdot 624,5 \\
 &= 251232,2441 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,75 \cdot 251232,2441 \\
 &= 188424,1831 \text{ N} \\
 0,5 \phi V_c &= 0,5 \cdot 0,75 \cdot 251232,2441 \\
 &= 94212,09 \text{ N} \\
 \phi (V_c + V_s \min) &= 667348,27 \text{ N} \\
 \phi (V_c + V_s \max) &= 927342,54 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Syarat:

1. Tidak butuh tulangan geser
 $V_u \leq 0,5 \phi V_c$
2. Butuh tulangan geser minimum
 $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$
3. Butuh tulangan geser

$$\phi(V_c + V_{s \min}) \leq V_u \leq \phi(V_c + V_{s \max})$$

Sehingga memenuhi kondisi 2, maka digunakan tulangan geser minimum.

- V_u = 193191 N (dari ETABS dicari pada jarak
 $2h = 2 \cdot 700 = 1400 \text{ mm}$)
 - $V_{s \min}$ = $\frac{V_u}{\phi}$
 $= \frac{193191}{0,75}$
 $= 257588 \text{ N}$
 - A_v = $2 \cdot A \text{ (D13)}$
 $= 265,46 \text{ mm}^2$
 - s = $\frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{V_{s \min}}$
 $= \frac{265,464 \cdot 624,5 \cdot 420}{257588}$
 $= 270,31 \text{ mm}$
 - $s \min$ = $\frac{d}{2}$
 $= \frac{624,5}{2}$
 $= 312,25 \text{ mm}$
 - $s \text{ pakai}$ = 200 mm
- Maka Pakai tulangan geser 2 D13-200mm

4.4.3.4 Kontrol Tulangan Torsi

Tu ETABS = 6846,99 kgm
 = 68,47 KNm
 Dimensi balok BI 2 = 40/70 cm

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas dimana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut ini:

$$T_n = \phi \cdot 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \left(\frac{(A_{cp})^2}{(P_{cp})^2} \right)$$

$$= 0,75 \cdot 0,33 \cdot \sqrt{35} \left(\frac{(400 \cdot 700)^2}{(2(400+700))^2} \right)$$

$$= 13,045 \text{ KNm} < T_u = 68,47 \text{ KNm (OK)}$$

(Perlu Penulangan Torsi)

- $V_u = 517523,82 \text{ N}$
- $Ph = 2(Boh + Hoh)$
 $= 2((b-2d'-D') + (h-2d'-D'))$
 $= 2(287+587)$
 $= 1748 \text{ mm}$
- $Aoh = Boh \cdot Hoh$
 $= 168469$
 $= 168469 \text{ mm}^2$
- $V_c = 251232,24 \text{ N}$
- Sudut $= 45^\circ$
- $At/s = T_n \cdot \cot 45 / (2 \cdot A_o \cdot f_y)$
 $= \frac{(13,045 \cdot 10^6 / 0,75)}{(2 \cdot 0,85 \cdot 168469 \cdot 420)}$
 $= 0,759 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Cek Penampang balok berdasarkan SNI 2847:2013 ps 11.5.3.1

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u Ph}{1,7 A_o^2}\right)^2} < \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c}\right)$$

$$3,23 < 3,68 \text{ (Ukuran penampang balok cukup)}$$

- $Al_{\max} = At/s \cdot Ph$
 $= 1326,66 \text{ mm}^2$
- $Al_{\min} = \left(\frac{0,42 A_{cp} \sqrt{f'_c}}{f_y}\right) - \left(\frac{Ph \cdot A(D25)}{300}\right)$
 $= -1203,65 \text{ mm}^2$
- $Al_{\text{di tengah}} = \frac{1}{2} Al_{\max}$
 $= \frac{1}{2} 1326,66$
 $= 663,33 \text{ mm}^2$
- $A(D25) = 490,87 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{Al \text{ di tengah}}{A(D25)} = 1,35 \sim 2$$

Maka pakai tulangan torsi 2 D25

Tabel 4.43 Rekapitulasi Penulangan Balok Induk Berdasarkan Peta Zonasi
Gempa Indonesia Tahun 2017

Tipe Balok	BI 1		BI 2		BI 3		BI 4		BI 5		BI 6	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Tulangan	400mm x 700 mm		400mm x 700 mm		500mm x 750 mm		400mm x 700 mm		400mm x 700 mm		400mm x 700 mm	
Dimensi	7.8 m		7 m		10.5 m		5.5 m		7.5 m		3.5 m	
Bentang	50 mm		50 mm		50 mm		50 mm		50 mm		50 mm	
Decking	5D25	2D25	6D25	2D25	11D25	3D25	4D25	2D25	6D25	2D25	8D25	3D25
Atas	2D25	2D25	2D25	2D25	4D25	4D25	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25
Tengah	3D25	3D25	5D25	3D25	5D25	5D25	3D25	2D25	5D25	2D25	5D25	5D25
Bawah	2D13-100 mm	2D13-200 mm	2D13-100 mm	2D13-200 mm	2D13-50 mm	2D13-200 mm	2D13-100 mm	2D13-200 mm	2D13-100 mm	2D13-200 mm	2D13-100 mm	2D13-125 mm
Sengkang	2D13-100 mm	2D13-200 mm	2D13-100 mm	2D13-200 mm	2D13-50 mm	2D13-200 mm	2D13-100 mm	2D13-200 mm	2D13-100 mm	2D13-200 mm	2D13-100 mm	2D13-125 mm

Tabel 4.44 Persentase Peningkatan Kebutuhan Tulangan Balok Induk Antara Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 Dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Tipe Balok Tulangan	Bl 1		Bl 2		Bl 3		Bl 4		Bl 5		Bl 6	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi	400mm x 700 mm		400mm x 700 mm		500mm x 750 mm		400mm x 700 mm		400mm x 700 mm		400mm x 700 mm	
Benang	7.8 m		7 m		10.5 m		5.5 m		7.5 m		3.5 m	
Decking	50 mm		50 mm		50 mm		50 mm		50 mm		50 mm	
Atas	25%	0%	0%	0%	10%	0%	0%	0%	0%	0%	14.29%	0%
Tengah	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Bawah	0%	0%	25%	0%	0%	0%	50%	0%	0%	0%	0%	0%

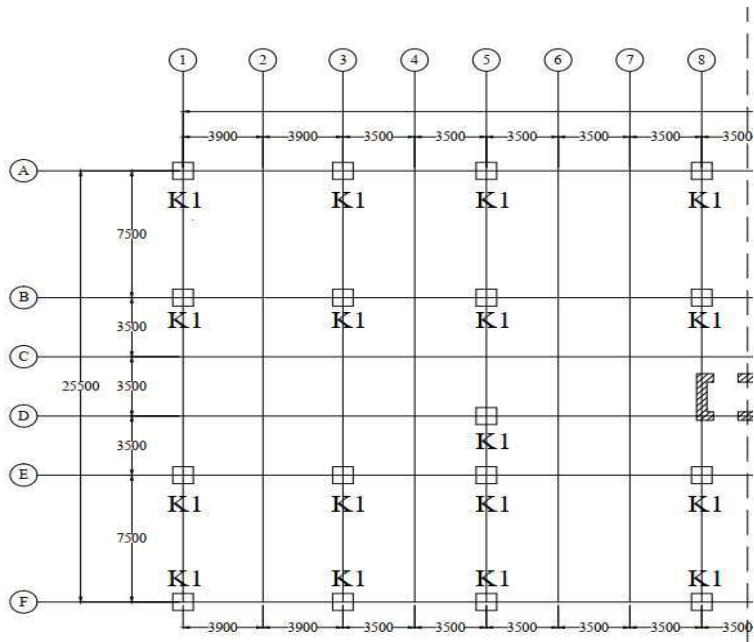
**Tabel 4.45 Persentase Peningkatan Luasan Perlu Tulangan
Lentur Balok Induk Antara Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun
2010 Dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017**

Peningkatan Tulangan Lentur Balok Induk Berdasarkan As perlu							
	BI 1		Presentase (%)		BI 4		Presentase (%)
	2010	2017			2010	2017	
Tumpuan -	1799.96	1910.17	6.12	Tumpuan -	1308.53	1465.44	11.99
Tumpuan +	879.66	879.66	0.00	Tumpuan +	879.66	1056.60	20.11
Lapangan +	1257.89	1257.89	0.00	Lapangan +	901.62	901.62	0.00
Lapangan -	628.95	628.95	0.00	Lapangan -	450.81	450.81	0.00
	BI 2		Presentase (%)		BI 5		Presentase (%)
	2010	2017			2010	2017	
Tumpuan -	1870.44	2031.01	8.58	Tumpuan -	2100.75	2260.07	7.58
Tumpuan +	908.91	908.91	0.00	Tumpuan +	879.66	879.66	0.00
Lapangan +	1314.34	1449.94	10.32	Lapangan +	879.66	879.66	0.00
Lapangan -	657.17	724.97	10.32	Lapangan -	439.83	439.83	0.00
	BI 3		Presentase (%)		BI 6		Presentase (%)
	2010	2017			2010	2017	
Tumpuan -	4667.80	4838.67	3.66	Tumpuan -	2914.49	3303.91	13.36
Tumpuan +	1187.62	2452.74	106.53	Tumpuan +	1305.69	2422.05	85.50
Lapangan +	1980.95	1980.95	0.00	Lapangan +	2054.58	2054.58	0.00
Lapangan -	990.48	990.48	0.00	Lapangan -	1027.29	1027.29	0.00

4.4.4 Perencanaan Kolom Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

Kolom adalah struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik pelat, balok anak serta balok induk. Kolom berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 2 tipe kolom dengan data sebagai berikut :

- Dimensi Kolom Lt Basement – Lt 4 = 100 x 100 cm
- Dimensi Kolom Lt 5 – Lt 12 = 80 x 80 cm



Gambar 4.33 Denah Kolom

4.4.4.1 Data Perencanaan Kolom

Contoh perhitungan desain kolom yang akan digunakan yaitu kolom lt basement – lt 4 . Berikut merupakan data-data yang perencanaan kolom:

- Dimensi Kolom : 100 x 100 cm
- Tinggi Lantai : 3,5 m
- Tebal decking (d') : 50 mm
- f'_c : 40 MPa
- f_y : 420 MPa
- D longitudinal : 25 mm
- D transversal : 16 mm

Berdasarkan hasil ETABS, besar beban aksial dan momen semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom diperoleh sebagai berikut:

Pmax	: 990796 kg
Vu max	: 55105,35 kg
Mx	: 81926.5 kgm
My	: 81926,5 kgm
T	: 4844,19 kgm

4.4.4.2 Kontrol Dimensi Kolom

Bila komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ($P_u > A_g \times f_c/10$), maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi sebagai berikut (SNI 2847:2013 ps 21.6.1):

$$P_u > A_g \cdot \frac{f'_c}{10}$$

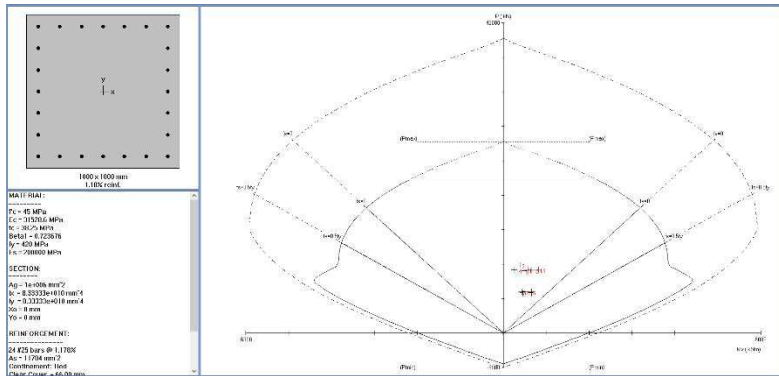
$$990796 \text{ kg} > 1000 \cdot 1000 \cdot \frac{40}{10} \cdot \frac{1}{10} = 400000 \text{ kg}$$

Sehingga, harus memenuhi persyaratan seperti dijelaskan pada pasal 21.6.1:

- Dimensi terpendek tidak boleh $< 300 \text{ mm}$
 $1000 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (OK)
- Rasio dimensi harus $> 0,4$
 $1000/1000 = 1 > 0,4$ (OK)

4.4.4.3 Penulangan Longitudinal Kolom

Dengan memberikan beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan kolom menggunakan program bantu SPColumn, didapatkan diagram interaksi sebagai berikut :



Gambar 4.34 Output dari SpColumn

Dari hasil analisa yang dilakukan, didapatkan jumlah tulangan 24 D25.

Dari grafik di atas, didapat momen nominal sebagai berikut:

$$\phi M_n > M_u$$

$$406325 \text{ kgm} > 81926,5 \text{ kgm (OK)}$$

4.4.4.4 Kontrol Rasio Penulangan Longitudinal Kolom

Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih dari 0,06 A_g (SNI 2847 :2013 psl 21.6.3.1).

$$A_{st} = 24 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 11785,71 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1000 \cdot 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat pada SpColumn diperoleh tulangan longitudinal 24 D25 dengan rasio tulangan=1.18 % (OK).

4.4.4.5 Kontrol Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur (SNI 2847 : 2013 ps 10.3.6.2).

$$\phi P_n = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + (f_y(A_{st})))$$

$$\phi P_n = 0,8 \cdot 0,65 \cdot (0,85 \cdot 45 \cdot (1000000 - 11785,71) + (420(11785,71)))$$

$$\phi P_n = 2222958,129 \text{ kg} > P_u = 990796 \text{ kg (OK)}$$

4.4.4.6 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.2, kuat kolom harus memenuhi:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana:

$\sum M_{nc}$ = Momen kapasitas kolom

$\sum M_{nb}$ = Momen kapasitas balok

$\sum M_{nc}$ = 406325 kgm (dari SpColumn)

M_{nb1} = 131915,98 kgm

M_{nb2} = 4210,97 kgm

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$406325 \text{ kgm} \geq 1,2 (131915,98 \text{ kgm} + 4210,97 \text{ kgm})$$

$$406325 \text{ kgm} \geq 163352,34 \text{ kgm (OK)}$$

4.4.4.7 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$f_s = 1,25 f_y = 1,25 \cdot 420 = 525 \text{ MPa}$$

Point	P	X-Moment	Y-Moment	NA Depth	dt Depth
	kN	kNm	kNm	mm	mm
@ Max compression	27786.6	0.00	0.00	3072	922
@ Allowable comp.	22228.3	2187.01	0.00	1125	922
@ ft = 0.0	18187.2	3189.61	0.00	922	922
@ ft = 0.5 fy	13128.6	2785.39	0.00	683	922
@ Balanced point	9167.2	3447.70	0.00	547	922
@ Tension control	7650.2	4471.86	0.00	346	922
@ Pure bending	0.0	1983.56	0.00	115	922
@ Max tension	-4454.4	0.00	0.00	0	922
@ Max compression	27786.6	0.00	0.00	3072	922
@ Allowable comp.	22228.3	2187.01	0.00	1125	922
@ ft = 0.0	18187.2	3189.61	0.00	922	922
@ ft = 0.5 fy	13128.6	2785.39	0.00	683	922
@ Balanced point	9167.2	3447.70	0.00	547	922
@ Tension control	7650.2	4471.86	0.00	346	922
@ Pure bending	0.0	1983.56	0.00	115	922
@ Max tension	-4454.4	0.00	0.00	0	922

Gambar 4.35 Output SpColumn setelah Mpr

$$L_n = 9,5 \text{ m}$$

$$M_{pr} = 447186 \text{ kgm}$$

$$V_e = \frac{2 M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \cdot 447186}{9,5} = 94144,42 \text{ kg} > 55105,35 \text{ kg (OK)}$$

4.4.4.8 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847 : 2013 ps 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan transversal (Ash) dengan spasi sesuai dengan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.3.

- Pemasangan Tulangan di daerah sendi plastis

Jarak tulangan maksimum:

$$\frac{1}{4} b = \frac{1}{4} 1000 = 250 \text{ mm}$$

$$6 d_b = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} < s < 150 \text{ mm}$$

Sehingga direncanakan tulangan geser daerah sendi plastis D16-100mm.

Ash min sesuai dengan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$bcx = \text{jarak antar tulangan longitudinal}$$

$$bcx = 1000 - 2.50 = 900 \text{ mm}$$

$$Ach = bcx^2 = 900^2 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$0,3A_g f'_c = 0,3 \cdot 10^6 \cdot 45 \\ = 10500 \text{ kN}$$

$$0,3A_g f'_c > Pu = 9907,96 \text{ KN (tidak perlu } A_{sh \text{ min}3})$$

$$A_{sh \text{ min}1} = 0,3 \frac{s \cdot b c x \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 678,57 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ min}2} = 0,09 \frac{s \cdot b c x \cdot f'_c}{f_y} = 812,89 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ min}3} = \text{tidak diperlukan}$$

$$A_s (\text{D16}) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,14 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ pakai} = 5 A_s (\text{D16}) = 1005,7 \text{ mm}^2$$

Sehingga menggunakan tulangan 5D16-100mm.

- Pemasangan tulangan di luar daerah sendi plastis
Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom diluar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari:

$$6 db = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\leq 150 \text{ mm}$$

Sehingga menggunakan tulangan 5D16-150mm.

4.4.4.9 Perhitungan Tulangan Torsi

Menurut SNI 2847 : 2013 psl 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk stuktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila momen puntir kurang dari:

$$P_{max} = 990796 \text{ kg}$$

$$T = 4844,19 \text{ kgm}$$

$$A_g = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 4000 \text{ mm}$$

$$T_n = \phi \cdot 0,33 \sqrt{f'_c} \left(\frac{1000000^2}{4000} \right) \sqrt{1 + \frac{Pu}{0,33 \sqrt{f'_c}}}$$

$$T_n = 93124 \text{ kgm} > 4844,19 \text{ kgm (torsi diabaikan)}$$

Tabel 4.46 Rekapitulasi Penulangan Kolom

Tipe Kolom	K 1		K 2	
Tulangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi	1000 mm x 1000 mm		800 mm x 800 mm	
Decking	50 mm		50 mm	
Tulangan	24 D25		16 D25	
Sengkang	5D16-100 mm	5D16-150 mm	3D16-100 mm	3D16-150 mm

4.4.5 Perencanaan Kolom Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

4.4.5.1 Data Perencanaan Kolom

Contoh perhitungan desain kolom yang akan digunakan yaitu kolom lt basement – lt 4. Berikut merupakan data-data yang perencanaan kolom:

- Dimensi Kolom : 100 x 100 cm
- Tinggi Lantai : 3,5 m
- Tebal decking (d') : 50 mm
- f'_c : 40 MPa
- f_y : 420 MPa
- D longitudinal : 25 mm
- D transversal : 16 mm

Berdasarkan hasil ETABS, besar beban aksial dan momen semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom diperoleh sebagai berikut:

Pmax : 990796 kg
 Vu max : 60280,64 kg
 Mx : 89498,3 kgm
 My : 89498,3 kgm

T : 5520,3 kgm

4.4.5.2 Kontrol Dimensi Kolom

Bila komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ($P_u > A_g \times f_c/10$), maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi sebagai berikut (SNI 2847:2013 ps 21.6.1):

$$P_u > A_g \cdot \frac{f'_c}{10}$$

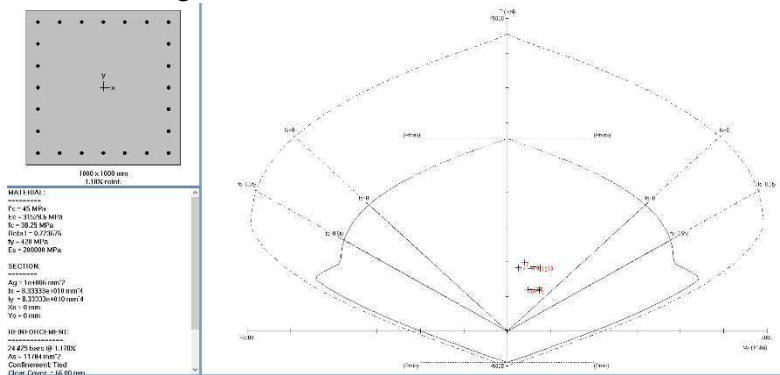
$$990796 \text{ kg} > 1000 \cdot 1000 \cdot \frac{40}{10} \cdot \frac{1}{10} = 400000 \text{ kg}$$

Sehingga, harus memenuhi persyaratan seperti dijelaskan pada pasal 21.6.1:

- Dimensi terpendek tidak boleh < 300 mm
1000 mm > 300 mm (OK)
- Rasio dimensi harus > 0,4
1000/1000 = 1 > 0,4 (OK)

4.4.5.3 Penulangan Longitudinal Kolom

Dengan memberikan beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan kolom menggunakan program bantu SPColumn, didapatkan diagram interaksi sebagai berikut :



Gambar 4.36 Output dari SpColumn

Dari hasil analisa yang dilakukan, didapatkan jumlah tulangan 24 D25.

Dari grafik di atas, didapat momen nominal sebagai berikut:

$$\phi M_n > M_u$$

$$413386 \text{ kgm} > 89498,3 \text{ kgm (OK)}$$

4.4.5.4 Kontrol Rasio Penulangan Longitudinal Kolom

Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau lebih dari 0,06 A_g (SNI 2847 :2013 psl 21.6.3.1).

$$A_{st} = 24 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 11785,71 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1000 \cdot 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat pada SpColumn diperoleh tulangan longitudinal 24 D25 dengan rasio tulangan=1.18 % (OK).

4.4.5.5 Kontrol Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur (SNI 2847 : 2013 ps 10.3.6.2).

$$\phi P_n = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + (f_y(A_{st})))$$

$$\phi P_n = 0,8 \cdot 0,65 \cdot (0,85 \cdot 45 \cdot (1000000 - 11785,71) + (420(11785,71)))$$

$$\phi P_n = 2222958,129 \text{ kg} > P_u = 990796 \text{ kg (OK)}$$

4.4.5.6 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.2, kuat kolom harus memenuhi:

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana:

$\sum M_{nc}$ = Momen kapasitas kolom

$\sum M_{nb}$ = Momen kapasitas balok

$$\sum M_{nc} = 413386 \text{ kgm (dari SpColumn)}$$

$$M_{nb1} = 143535,97 \text{ kgm}$$

$$M_{nb2} = 3496,6 \text{ kgm}$$

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$413386 \text{ kgm} \geq 1,2 (143535,97 \text{ kgm} + 3496,6 \text{ kgm})$$

$$413386 \text{ kgm} \geq 176439,084 \text{ kgm (OK)}$$

4.4.5.7 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$f_s = 1,25 f_y = 1,25 \cdot 420 = 525 \text{ MPa}$$

About	Point	P kN	X-Moment kNm	Y-Moment kNm	NA Depth mm	dt Depth mm
X	@ Max compression	27786,6	0,00	0,00	3072	922
X	@ Allowable comp.	22229,3	2191,01	0,00	1122	922
X	@ $f_s = 0.0$	10187,2	3189,81	0,00	822	922
X	@ $f_s = 0.5 f_y$	13138,6	3765,05	0,00	681	922
X	@ balanced point	9161,2	3841,70	0,00	542	922
X	@ Tension control	7650,2	4471,86	0,00	346	922
X	@ Pure bending	0,0	1983,56	0,00	110	922
X	@ Max tension	-4494,4	0,00	0,00	0	922
-X	@ Max compression	27786,6	0,00	0,00	3072	922
-X	@ Allowable comp.	22229,3	-2191,01	0,00	1122	922
-X	@ $f_s = 0.0$	10187,2	-3189,81	0,00	822	922
-X	@ $f_s = 0.5 f_y$	13138,6	-3765,05	0,00	681	922
-X	@ balanced point	9161,2	-3841,70	0,00	542	922
-X	@ Tension control	7650,2	-4471,86	0,00	346	922
-X	@ Pure bending	0,0	1983,56	0,00	110	922
-X	@ Max tension	-4494,4	0,00	0,00	0	922

Gambar 4.37 Output SpColumn setelah Mpr

$$L_n = 9,5 \text{ m}$$

$$M_{pr} = 447186 \text{ kgm}$$

$$V_e = \frac{2 M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \cdot 447186}{9,5} = 94144,42 \text{ kg} > 55105,35 \text{ kg (OK)}$$

4.4.5.8 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847 : 2013 ps 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan transversal (Ash) dengan spasi sesuai dengan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.3.

- Pemasangan Tulangan di daerah sendi plastis

Jarak tulangan maksimum:

$$\frac{1}{4}b = \frac{1}{4}1000 = 250 \text{ mm}$$

$$6 db = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} < s < 150 \text{ mm}$$

Sehingga direncanakan tulangan geser daerah sendi plastis D16-100mm.

Ash min sesuai dengan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

bcx = jarak antar tulangan longitudinal

$$bcx = 1000 - 2 \cdot 50 = 900 \text{ mm}$$

$$Ach = bcx^2 = 900^2 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$0,3A_g f'_c = 0,3 \cdot 10^6 \cdot 45 \\ = 10500 \text{ kN}$$

$$0,3A_g f'_c > Pu = 9907,96 \text{ KN (tidak perlu } A_{sh \text{ min}3})$$

$$A_{sh \text{ min}1} = 0,3 \frac{s \cdot bcx \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) = 678,57 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh \text{ min}2} = 0,09 \frac{s \cdot bcx \cdot f'_c}{f_y} = 812,89 \text{ mm}^2$$

$A_{sh \text{ min}3}$ = tidak diperlukan

$$As \text{ (D16)} = \frac{1}{4} \cdot n \cdot 16^2 = 201,14 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ pakai} = 5 As \text{ (D16)} = 1005,7 \text{ mm}^2$$

Sehingga menggunakan tulangan 5D16-100mm.

- Pemasangan tulangan di luar daerah sendi plastis
Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom diluar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari:

$$6 db = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\leq 150 \text{ mm}$$

Sehingga menggunakan tulangan 5D16-150mm.

4.4.5.9 Perhitungan Tulangan Torsi

Menurut SNI 2847 : 2013 psl 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk stuktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila momen puntir kurang dari:

$$P_{max} = 990796 \text{ kg}$$

$$T = 5520,3 \text{ kgm}$$

$$A_g = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 4000 \text{ mm}$$

$$T_n = \phi \cdot 0,33 \sqrt{f'_c} \left(\frac{1000000^2}{4000} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0,33 \sqrt{f'_c}}}$$

$$T_n = 93124 \text{ kgm} > 5520,3 \text{ kgm} \text{ (torsi diabaikan)}$$

Tabel 4.47 Rekapitulasi Penulangan Kolom

Tipe Kolom	K 1		K 2	
Tulangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi	1000 mm x 1000 mm		800 mm x 800 mm	
Decking	50 mm		50 mm	
Tulangan	24 D25		16 D25	
Senggang	5D16-100 mm	5D16-150 mm	3D16-100 mm	3D16-150 mm

4.4.6 Perencanaan Hubungan Balok Kolom

Hubungan balok kolom yang akan ditinjau pada bagian ini adalah joint di antara lantai 3 dan 4 dengan kolom ukuran 1000 x 1000 mm.

4.4.6.1 Hubungan Balok Kolom Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia 2010

1. Hubungan Balok Kolom

a. Syarat Panjang Joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter longitudinal terbesar.

$$b = h = 1000 \text{ mm}$$

$$20 \times db = 20 \times 25 \text{ mm} = 500 \text{ mm} < 1000 \text{ mm (OK)}$$

Berikut merupakan tabel rekap perhitungan syarat panjang joint:

Tabel 4.48 Rekap Perhitungan Syarat Panjang Joint

Jenis Kolom			db	20.db	Ket.
Letak	Dimensi (mm)		(mm)	(mm)	
BS 1 - lt.4	1000	1000	25	500	OK
lt.5 - lt.12	800	800	25	500	OK

b. Luas Efektif Joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, A_j merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif

s = 110 mm

Maka digunakan 5D16-110 mm

d. Gaya Geser pada Joint

- Menghitung Mg

Balok yang memasuki joint memiliki $M_{prb1} = 1444,14$ kN.m dan $M_{prb2} = 865,18$ kN.m. Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$\frac{\frac{1}{12} b_1 h_1^3}{\frac{1}{12} b_1 h_1^3 + \frac{1}{12} b_2 h_2^3} = 0,5$$

Maka,

$$\begin{aligned} Me &= 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2}) = 0,5 (1444,14 + 865,18) \\ &= 1154,66 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Menghitung geser pada kolom

$$V_{sway} = \frac{2 \times Me}{ln} = 839,75 \text{ kN}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, perlu dihitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal yang berada di dalam joint. Dalam perhitungan, diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25 f_y$.

Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri:

$$A_s \text{ balok 6 D 25} = 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T1 &= A_s \times 1,25 f_y \\ &= 2945,24 \times 1,25 \times 420 \\ &= 1546,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan Kanan

$$A_s \text{ balok 10 D 25} = 4908,74 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T2 &= A_s \times 1,25 f_y \\ &= 4908,74 \times 1,25 \times 420 \\ &= 2577,088 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka gaya geser pada joint,

$$V_j = (T1 + T2) - V_{sway} = 1546,25 + 2577,088 - 839,75$$

$$= 3283,59 \text{ kN}$$

e. Cek Kuat Geser Joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang tidak dikekang di empat sisinya dan termasuk kasus lainnya sebagai berikut :

$$V_n = 1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_j = \sqrt{35} \cdot 1000000 = 5916079783 \text{ N} \\ = 5916,079 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 5916,079 > V_j = 3283,59 \text{ kN}$$

$$4437,059 > 3283,59 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

2. Sedangkan untuk arah y terdapat balok BI5 dengan perhitungan sebagai berikut :

a. Gaya Geser pada Joint

- Menghitung M_g

Balok yang memasuki joint memiliki $M_{prb1} = 865,17 \text{ kN.m}$ dan $M_{prb2} = 599,108 \text{ kN.m}$. Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$\frac{\frac{1}{12} b_1 h_1^3}{\frac{1}{12} b_1 h_1^3 + \frac{1}{12} b_2 h_2^3} = 0,5$$

Maka,

$$M_e = 0,5 (M_{prb1}) = 0,5 (865,17) \\ = 432,588 \text{ kN.m}$$

- Menghitung geser pada kolom

$$V_{\text{sway}} = \frac{2 \times M_e}{l_n} = 308,99 \text{ kN}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, perlu dihitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal yang berada di dalam joint. Dalam perhitungan, diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25 f_y$.

Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri:

$$A_s \text{ balok 4 D 25} = 1963,495 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= A_s \times 1,25 f_y \\
 &= 1963,495 \times 1,25 \times 420 \\
 &= 1030,834 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan Kanan

$$A_s \text{ balok 6 D 25} = 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 T2 &= A_s \times 1,25 f_y \\
 &= 2945,24 \times 1,25 \times 420 \\
 &= 1546,25 \text{ kN (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Maka gaya geser pada joint,

$$\begin{aligned}
 V_j &= (T1 + T2) - V_{\text{sway}} = 1546,25 - 308,99 \\
 &= 1237,26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Cek Kuat Geser Joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang tidak dikekang di empat sisinya dan termasuk kasus lainnya sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j = \sqrt{35} \cdot 1000000 = 5916079783 \text{ N} \\
 &= 5916,079 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 5916,079 > V_j = 1237,26 \text{ kN}$$

$$4437,059 > 1237,26 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

4.4.6.2 Hubungan Balok Kolom Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia 2017

1. Hubungan Balok Kolom

a. Syarat Panjang Joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter longitudinal terbesar.

$$b = h = 1000 \text{ mm}$$

$$20 \times d_b = 20 \times 25 \text{ mm} = 500 \text{ mm} < 1000 \text{ mm} (\text{OK})$$

b. Luas Efektif Joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, A_j merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$h_{\text{joint}} = 1000 \text{ mm}$$

$$x = (1000 - 500)/2 = 250 \text{ mm}$$

Syarat lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari gambar diatas:

$$b + h = 500 + 1000 = 1500 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 500 + 2(250) = 1000 \text{ mm}$$

maka lebar joint pakai adalah 1000 mm

$$A_j = b_j \times h_j = 1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

c. Tulangan Transversal Confinement

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom yang terkekang di empat sisinya. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2)

$$\frac{A_{sh}}{s} = 9,139 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (sama seperti confinement kolom)}$$

$$A_s (D16) = 201,061 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 1005,309 \text{ mm}^2$$

$$s = 110 \text{ mm}$$

Maka digunakan 5D16-110 mm

d. Gaya Geser pada Joint

- Menghitung M_g

Balok yang memasuki joint memiliki $M_{prb1} = 1571,08 \text{ kN.m}$ dan $M_{prb2} = 865,18 \text{ kN.m}$. Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$\frac{\frac{1}{12} b_1 h_1^3}{\frac{1}{12} b_1 h_1^3 + \frac{1}{12} b_2 h_2^3} = 0,5$$

Maka,

$$\begin{aligned} M_e &= 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2}) = 0,5 (1571,08 + 865,18) \\ &= 1218,13 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Menghitung geser pada kolom

$$V_{\text{sway}} = \frac{2 \times Me}{ln} = 885,91 \text{ kN}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, perlu dihitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal yang berada di dalam joint. Dalam perhitungan, diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25 f_y$.

Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri:

$$A_s \text{ balok 6 D 25} = 2945,24 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T1 &= A_s \times 1,25 f_y \\ &= 2945,24 \times 1,25 \times 420 \\ &= 1546,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan Kanan

$$A_s \text{ balok 11 D 25} = 5399,61 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T2 &= A_s \times 1,25 f_y \\ &= 5399,61 \times 1,25 \times 420 \\ &= 2834,795 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka gaya geser pada joint,

$$\begin{aligned} V_j &= (T1 + T2) - V_{\text{sway}} = 1546,25 + 2834,795 - 885,91 \\ &= 3295,135 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Cek Kuat Geser Joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang tidak dikekang di empat sisinya dan termasuk kasus lainnya sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= 1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j = \sqrt{35} \cdot 1000000 = 5916079783 \text{ N} \\ &= 5916,079 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 5916,079 > V_j = 3295,135 \text{ kN}$$

$$4437,059 > 3295,135 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

4.4.7 Perencanaan Dinding Geser Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

Dinding geser direncanakan menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser Arah X dan dinding Geser Arah

Y. Pada perhitungan ini, akan diberikan contoh perhitungan dinding geser arah Y.

4.4.7.1 Data Perencanaan

Dinding geser arah Y menahan semua gaya yang mengakibatkan gedung bergerak ke arah sumbu Y. Berikut merupakan data perencanaan dinding geser arah Y:

- Tebal Dinding : 50 cm
- Lebar Dinding : 7 m
- Tinggi Dinding : 5 m
- f'_c : 35 MPa
- f_y : 420 MPa
- D longitudinal : 25 mm
- D transversal : 16 mm
- Decking (d') : 50 mm
- dx : $500 - 50 - 0,5 \times 16 = 442$ mm

Dari permodelan program bantu ETABS diperoleh gaya aksial dan momen yang bekerja pada shearwall sebagai berikut:

- Pu : 2358721 kg
- Vu : 518353 kg
- Mu : 2695846 kg-m

4.4.7.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Pada SNI 2847:2013 ps 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

$$\frac{1}{25} \lambda c < \text{tebal dinding (t)}$$

$$\frac{1}{25} 7000 = 280 \text{ mm} < 400 \text{ mm (OK)}$$

4.4.7.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.9.4.4, kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser tidak boleh melebihi berikut:

$$V_n < 0,83A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{518353}{0,75} = 691137,3 \text{ kg}$$

$$0,83A_{cv}\sqrt{f'_c} = \frac{0,83 \cdot 500 \cdot 7000 \cdot \sqrt{35}}{10} = 1718621,2 \text{ kg}$$

$$V_n = 691137,3 \text{ kg} < 0,83A_{cv}\sqrt{f'_c} = 1718621,2 \text{ kg (OK)}$$

4.4.7.4 Penulangan Geser Shearwall

Pada penulangan geser terdapat 2 kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- Sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi gaya geser nominal (SNI 2847:2013 ps 21.9.2.2).

$$V_u < 0,17A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

$$518353 \text{ kg} < \frac{0,17 \cdot 500 \cdot 7000 \cdot \sqrt{35}}{10} = 352006,75 \text{ kg}$$

(2 lapis tulangan)

- Dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang tanah harus dipasang 2 lapis tulangan (SNI 2847:2013 ps 14.3.4).

$$500 \text{ mm} > 250 \text{ mm (2 lapis tulangan)}$$

Maka dari persyaratan di atas dapat disimpulkan bahwa dinding geser arah Y menggunakan 2 lapis tulangan.

4.4.7.5 Penulangan Geser Shearwall Arah Y

Berdasarkan SNI 2847:2013 ps 21.9.4.3, kuat geser dinding struktural dikatakan cukup jika memenuhi kondisi sebagai berikut:

$$Vu < \phi Vn$$

$$\phi Vn = Acv \cdot (\alpha c \sqrt{f'_c} + \rho n f_y)$$

$$\frac{h}{l} = \frac{5000}{7000} = 0,714 < 2, \text{ maka } \alpha = 0,25$$

Dinding geser direncanakan menggunakan 2 D16 dengan $s = 200$ mm.

$$\rho n = \frac{As}{dx \cdot s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 16^2}{442 \cdot 200} = 0,0045$$

$$\phi Vn = \frac{500 \cdot 7000 \cdot (0,25 \sqrt{35} + 0,0045 \cdot 420)}{10}$$

$$= 1179156,981 \text{ kg}$$

$$Vu = 518353 \text{ kg} < \phi Vn = 1179156,981 \text{ kg (OK)}$$

4.4.7.6 Kontrol Rasio Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 psl 11.9.9.2 mengenai rasio tulangan horisontal (ρn) tidak boleh kurang dari 0.0025, dipakai tulangan horisontal 2 D16 dengan rasio tulangan $\rho n = 0,0045 > 0,0025$ memenuhi.

4.4.7.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horisontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.1, Spasi tulangan vertikal dan tulangan horisontal tidak boleh lebih dari 450 mm.

$$s_{\text{transversal}} = 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (OK)}$$

$$s_{\text{longitudinal}} = 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (OK)}$$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3, Spasi tulangan tulangan horisontal tidak boleh lebih dari sebagai berikut:

$$s = \frac{l}{3} = \frac{7000}{3} = 2333.33 \text{ mm}$$

$$s < 3h = 3 \cdot 500 = 1500 \text{ mm}$$

$$s < 450 \text{ mm}$$

Menggunakan $s = 200$ mm

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5, Spasi tulangan tulangan vertikal tidak boleh lebih dari sebagai berikut:

$$s = \frac{l}{3} = \frac{7000}{3} = 2333.33 \text{ mm}$$

$$s < 3h = 3 \cdot 500 = 1500 \text{ mm}$$

$$s < 450 \text{ mm}$$

Menggunakan $s = 200 \text{ mm}$

4.4.7.8 Kontrol Komponen Batas

Berikut merupakan kontrol-kontrol komponen batas:

- Menurut SNI 2847:2013 ps 21.9.6.3, komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0,2 f'c$.

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0,2 f'c$$

$$\frac{2695846 \cdot 10^4}{\frac{1}{6} \cdot 500 \cdot 7000^2} + \frac{2358721 \cdot 10}{500 \cdot 7000} > 0,2 \cdot 35$$

$$13,341 \text{ MPa} > 7 \text{ MPa (butuh komponen batas)}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 ps 21.9.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan dimana elemen pembatas diperlukan bila:

$$C > \frac{lw}{600 \cdot \frac{\delta}{ht}}, \frac{\delta}{ht} > 0,007$$

$$\frac{\delta}{ht} = \frac{12,2045}{\frac{5000}{7000}} = 0.00244 > 0,007 \text{ (dipakai 0,07)}$$

$$C > \frac{1666,67}{600 \cdot 0,007} = 1666,67 \text{ mm}$$

Dari output SpColumn didapatkan nilai c sebesar $c = 2596 \text{ mm}$
 $1666,67 \text{ mm} < 2596 \text{ mm}$ (butuh komponen batas)

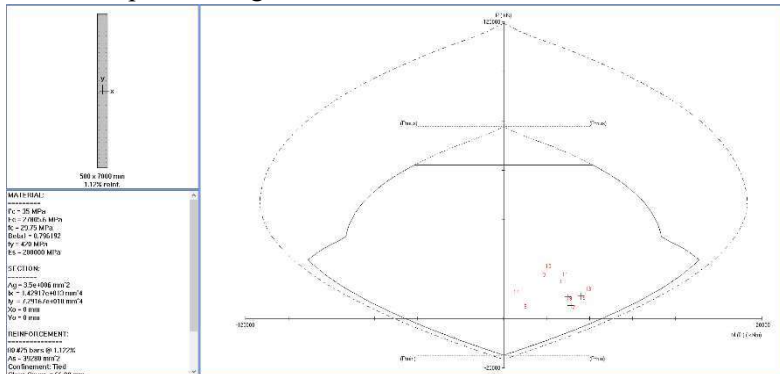
- Dari kontrol diatas, panel harus diberi boundary elemen. Menurut SNI 2847:2013 ps 21.9.6.4, boundary elemen harus dipasang horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} (c - 0,1 \text{ Lw}) &= 2596 - 0,1 \cdot 7000 = 1896 \text{ mm} \\ c/2 &= 2596/2 = 1298 \text{ mm} \end{aligned}$$

sehingga menggunakan jarak elemen pembatas 2000 mm

4.4.7.9 Kontrol Tulangan Longitudinal Shearwall

Penulangan shearwall menggunakan program bantu SpColumn, dengan diberi beban aksial dan moemn yang terjadi maka didapatkan diagram interaksi berikut:



Gambar 4.39 Diagram Interaksi Shearwall Arah Y

Dari hasil analisa program bantu SpColumn, penulangan shearwall arah Y menggunakan 80 D25. Dari Grafik di atas didapatkan momen nominal shearwall sebagai berikut:

$$M_n = 8153987 \text{ kg-m} > M_u = 2695846 \text{ kg-m}$$

4.4.8 Perencanaan Dinding Geser Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Dinding geser direncanakan menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser Arah X dan dinding Geser Arah Y. Pada perhitungan ini, akan diberikan contoh perhitungan dinding geser arah Y.

4.4.8.1 Data Perencanaan

Dinding geser arah Y menahan semua gaya yang mengakibatkan gedung bergerak ke arah sumbu Y. Berikut merupakan data perencanaan dinding geser arah Y:

- Tebal Dinding : 50 cm
- Lebar Dinding : 7 m
- Tinggi Dinding : 5 m
- f'_c : 35 MPa
- f_y : 420 MPa
- D longitudinal : 25 mm
- D transversal : 16 mm
- Decking (d') : 50 mm
- dx : $500 - 50 - 0,5 \times 16 = 442$ mm

Dari permodelan program bantu ETABS diperoleh gaya aksial dan momen yang bekerja pada shearwall sebagai berikut:

- Pu : 2549502 kg
- Vu : 591360 kg
- Mu : 3743879 kg-m

4.4.8.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Pada SNI 2847:2013 ps 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

$$\frac{1}{25} \lambda_c < \text{tebal dinding (t)}$$

$$\frac{1}{25} 7000 = 280 \text{ mm} < 400 \text{ mm (OK)}$$

4.4.8.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Menurut SNI 2847:2013 ps 21.9.4.4, kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser tidak boleh melebihi berikut:

$$V_n < 0,83 A_c v \sqrt{f'_c}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{591360}{0,75} = 788480 \text{ kg}$$

$$0,83Acv\sqrt{f'_c} = \frac{0,83 \cdot 500 \cdot 7000 \cdot \sqrt{35}}{10} = 1718621,2 \text{ kg}$$

$$Vn = 788480 \text{ kg} < 0,83Acv\sqrt{f'_c} = 1718621,2 \text{ kg (OK)}$$

4.4.8.4 Penulangan Geser Shearwall

Pada penulangan geser terdapat 2 kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisas tulang pada dinding, yaitu:

- Sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi gaya geser nominal (SNI 2847:2013 ps 21.9.2.2).

$$Vu < 0,17Acv\sqrt{f'_c}$$

$$591360 \text{ kg} < \frac{0,17 \cdot 500 \cdot 7000 \cdot \sqrt{35}}{10} = 352006,75 \text{ kg}$$

(2 lapis tulangan)

- Dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang tanah harus dipasang 2 lapis tulangan (SNI 2847:2013 ps 14.3.4).
500 mm > 250 mm (2 lapis tulangan)

Maka dari persyaratan di atas dapat disimpulkan bahwa dinding geser arah Y menggunakan 2 lapis tulangan.

4.4.8.5 Penulangan Geser Shearwall Arah Y

Berdasarkan SNI 2847:2013 ps 21.9.4.3, kuat geser dinding struktural dikatakan cukup jika memenuhi kondisi sebagai berikut:

$$Vu < \phi Vn$$

$$\phi Vn = Acv \cdot (\alpha c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

$$\frac{h}{l} = \frac{5000}{7000} = 0,714 < 2, \text{ maka } \alpha = 0,25$$

Dinding geser direncanakan menggunakan 2 D16 dengan $s = 200 \text{ mm}$.

$$\rho_n = \frac{A_s}{d x \cdot s} = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 16^2}{442 \cdot 200} = 0,0045$$

$$\phi V_n = \frac{500 \cdot 7000 \cdot (0,25\sqrt{35} + 0,0045 \cdot 420)}{10}$$

$$= 1179156,981 \text{ kg}$$

$$V_u = 591360 \text{ kg} < \phi V_n = 1179156,981 \text{ kg (OK)}$$

4.4.8.6 Kontrol Rasio Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 11.9.9.2 mengenai rasio tulangan horizontal (ρ_n) tidak boleh kurang dari 0.0025, dipakai tulangan horizontal 2 D16 dengan rasio tulangan $\rho_n = 0,0045 > 0,0025$ memenuhi.

4.4.8.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.9.1, Spasi tulangan vertikal dan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.

$$s_{\text{transversal}} = 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (OK)}$$

$$s_{\text{longitudinal}} = 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm (OK)}$$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3, Spasi tulangan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari sebagai berikut:

$$s = \frac{l}{3} = \frac{7000}{3} = 2333.33 \text{ mm}$$

$$s < 3h = 3 \cdot 500 = 1500 \text{ mm}$$

$$s < 450 \text{ mm}$$

Menggunakan $s = 200 \text{ mm}$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5, Spasi tulangan tulangan vertikal tidak boleh lebih dari sebagai berikut:

$$s = \frac{l}{3} = \frac{7000}{3} = 2333.33 \text{ mm}$$

$$s < 3h = 3 \cdot 500 = 1500 \text{ mm}$$

$$s < 450 \text{ mm}$$

Menggunakan $s = 200 \text{ mm}$

4.4.8.8 Kontrol Komponen Batas

Berikut merupakan kontrol-kontrol komponen batas:

- Menurut SNI 2847:2013 ps 21.9.6.3, komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0,2 f'c$.

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0,2 f'c$$

$$\frac{3743879 \cdot 10^4}{\frac{1}{6} \cdot 500 \cdot 7000^2} + \frac{2549502 \cdot 10}{500 \cdot 7000} > 0,2 \cdot 35$$

$$16,45 \text{ MPa} > 7 \text{ MPa (butuh komponen batas)}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 ps 21.9.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan dimana elemen pembatas diperlukan bila:

$$C > \frac{lw}{600 \cdot \frac{\delta}{ht}}, \frac{\delta}{ht} > 0,007$$

$$\frac{\delta}{ht} = \frac{12,2045}{\frac{5000}{7000}} = 0,00244 > 0,007 \text{ (dipakai 0,07)}$$

$$C > \frac{1666,67}{600 \cdot 0,007} = 1666,67 \text{ mm}$$

Dari output SpColumn didapatkan nilai c sebesar $c = 2596 \text{ mm}$

$1666,67 \text{ mm} < 2596 \text{ mm}$ (butuh komponen batas)

- Dari kontrol diatas, panel harus diberi boundary elemen. Menurut SNI 2847:2013 ps 21.9.6.4, boundary elemen harus dipasang horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak boleh kurang dari:

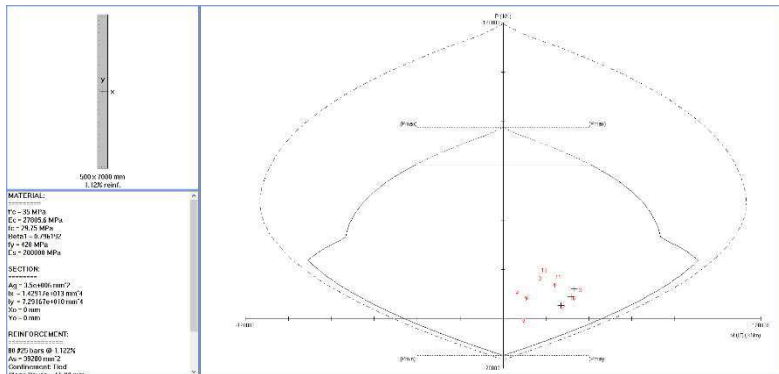
$$(c - 0,1 Lw) = 2596 - 0,1 \cdot 7000 = 1896 \text{ mm}$$

$$c/2 = 2596/2 = 1298 \text{ mm}$$

sehingga menggunakan jarak elemen pembatas 2000 mm

4.4.8.9 Kontrol Tulangan Longitudinal Shearwall

Penulangan shearwall menggunakan program bantu SpColumn, dengan diberi beban aksial dan moemn yang terjadi maka didapatkan diagram interaksi berikut:



Gambar 4.40 Diagram Interaksi Shearwall Arah Y Peta Baru

Dari hasil analisa program bantu SpColumn, penulangan shearwall arah Y menggunakan 80 D25. Dari Grafik di atas didapatkan momen nominal shearwall sebagai berikut:

$$M_n = 8040496 \text{ kg-m} > M_u = 3743879 \text{ kg-m}$$

4.5 Perencanaan Pondasi

4.5.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bangunan bagian bawah. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi gedung The Arundaya Surabaya Tower 2 ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis prestressed concrete spun pile produk dari PT.WIKA Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

4.5.2 Beban Struktur Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Berikut merupakan kombinasi beban-beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin:

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dengan menggunakan kombinasi beban di atas akan dilakukan kontrol dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 4.49 Beban Pada Kolom

Kombinasi Beban	Hx ton	Hy ton	P ton	Mx ton m	My ton m
D	8.70	5.61	656.45	6.51	8.25
D+L	10.47	8.67	783.33	9.31	9.91
D + 0.7 Eq x	17.60	11.08	664.28	37.79	49.15
D + 0.7 Eq y	12.77	12.88	662.91	38.70	26.56
D + 0.75 L	10.03	7.91	751.61	8.43	9.50
D + 0.75 L + 0.525 Eq x	16.70	12.01	757.48	31.72	37.73
D + 0.75 L + 0.525 Eq y	13.08	12.35	756.45	33.11	22.32
0.6 D + 0.7 Eq x	14.12	9.08	401.70	36.12	47.54
0.6 D + 0.7 Eq y	9.29	10.92	411.44	36.38	24.50

4.5.3 Beban Struktur Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Berikut merupakan kombinasi beban-beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin:

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dengan menggunakan kombinasi beban di atas akan dilakukan kontrol dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 4.50 Beban Pada Kolom

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton m	ton m
D	8.31	5.62	656.48	6.56	7.75
D+L	9.99	8.68	783.37	9.37	9.30
D + 0.7 Eq x	17.84	11.90	665.20	43.56	53.83
D + 0.7 Eq y	12.63	13.71	663.79	42.27	28.51
D + 0.75 L	9.57	7.92	751.65	8.49	8.91
D + 0.75 L + 0.525 Eq x	16.72	12.63	758.19	36.04	41.30
D + 0.75 L + 0.525 Eq y	12.81	12.99	757.13	35.81	23.72
0.6 D + 0.7 Eq x	14.52	10.13	402.61	41.90	52.29
0.6 D + 0.7 Eq y	9.31	11.73	418.97	39.93	26.50

4.5.4 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang $f_c' = 52 \text{ Mpa}$ (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days*).

Berikut merupakan spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan berdasarkan produk dari PT. Wijaya Karya Beton :

- Diameter Tiang : 600 mm
- Tebal tiang : 100 mm
- Kelas tiang : C
- *Concrete cross section* : 1570 cm²
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 6 – 20 m
- *Bending moment crack* : 29 t.m
- *Beding momen ultimate* : 58 t.m
- *Allowable axial load* : 229.5 ton

4.5.5 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung apartemen The Arundaya Surabaya Tower 2 adalah data tanah hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

4.5.6 Daya Dukung Pondasi

4.5.6.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri.
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari Terzaghi Bazaraa 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir lanau, dan pasir belempung, yang berada di bawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$.

a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2} (N - 15)$

b. $N_1 = 0.6 N$

Kemudian dipilih harga N_1 yang terkecil.

2. Koreksi terhadap Overburden tanah

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal, dengan rumus sebagai berikut :

$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0.4P_o}, \text{ untuk } P_o < 0,75 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{3,25+0,1P_o}, \text{ untuk } P_o > 0,75 \text{ ton}$$

Harga N_2 harus lebih kecil dari harga $2N_1$, apabila $N_2 > 2N_1$, maka nilai N_2 menjadi $2N_1$.

3. Menghitung daya dukung *ultimate* tiang

$$P_{ult} = C_n A_{ujung} + \Sigma C_{li} A_{si}$$

Dimana:

C_{li} = Hambatan geser selimut tiang pada segment i

$$= \frac{N_i}{2} \text{ untuk tanah lempung/ lanau}$$

$$= \frac{N_i}{5} \text{ untuk tanah pasir}$$

A_{si} = Luas selimut tiang pada segment i = $O_i \cdot H_i$

O_i = Keliling tiang

$$C_n = 40 \bar{N}$$

\bar{N} = Harga rata-rata N_2 4D dibawah ujung hingga 8D diatas

Maka:

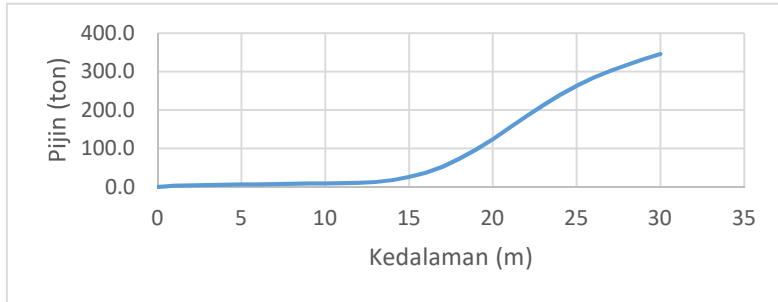
$$P_{ult} = 40 \bar{N} A_{ujung} + \Sigma \frac{N_i}{2 \text{ atau } 5} A_{si}$$

Daya dukung ijin dari 1 tiang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan faktor keamanan.

$$P_{ijin} = \frac{P_{ult}}{SF}$$

Pada tugas akhir ini, besaran faktor keamanan yang digunakan yaitu 3 (SF=3)

Maka dari hasil di atas, direncanakan tiang pancang ukuran D60 dengan kedalaman 20 meter dengan daya dukung tanah sebesar 124,46 ton. Maka panjang tiang pancang setelah dikurangi tinggi basement yaitu sebesar 16,5 meter.



Gambar 4.41 Grafik Daya Dukung Tanah

4.5.6.2 Jarak Antar Tiang Pancang

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang grup sebesar 1 meter.

- Jarak antar tiang

$$2D \leq S \leq 2,5D$$

$$2 \cdot 60 \leq S \leq 2,5 \cdot 60$$

$$120 \text{ m} \leq S \leq 150 \text{ m}$$
 Maka jarak antar tiang = 120 m
- Jarak tepi tiang pancang

$$D \leq S1 \leq 1,5D$$

$$60 \leq S \leq 1,5 \cdot 60$$

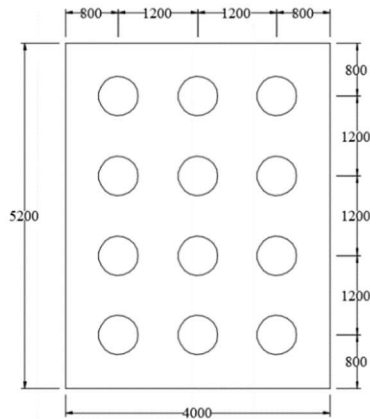
$$60 \text{ m} \leq S \leq 90 \text{ m}$$
 Maka jarak tepi tiang = 80 m

4.5.6.3 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang dalam Grup Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin \text{ 1 tiang dalam grup}}$$

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang Tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.



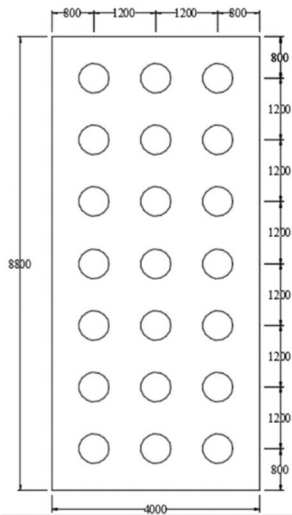
Gambar 4.42 Tiang Pancang Grup 1

$$\begin{aligned} P &= 783,33 \text{ ton} \\ n &= 12 \text{ tiang} \\ M_x &= M_x + (H_y \cdot T_{poer}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 9,31 + (8,67 \cdot 1) \\
&= 17,98 \text{ ton} \\
M_y &= M_y + (H_x \cdot T_{poer}) \\
&= 9,91 + (10,47 \cdot 1) \\
&= 20,38 \text{ ton} \\
X_{max} &= 1,2 \text{ m} \\
Y_{max} &= 1,8 \text{ m} \\
P_{max} &= \frac{783,33}{12} + \frac{20,38(1,2)}{11,52} + \frac{17,98(1,8)}{21,6} \\
&= 68,9 \text{ ton} \\
C_e &= 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)}] \\
P_{ijin \text{ grup}} &= C_e \cdot P_{ijin \text{ 1 tiang}} \\
&= 0,58 \cdot 124,46 \\
&= 72,49 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Tabel 4.52 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Grup 1

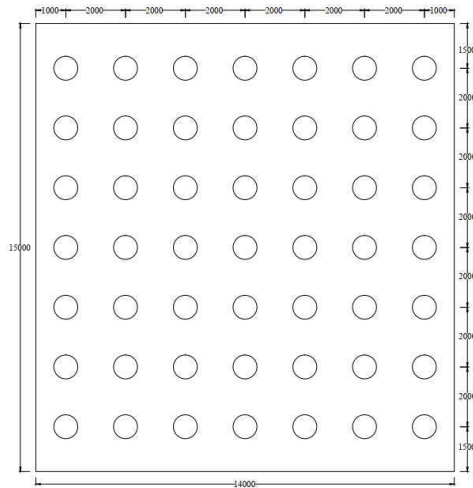
Kombinasi	P (ton)	P/n TP (ton)	M _x (ton m)	M _x y / Σy^2 (ton)	M _y (ton m)	M _y x / Σx^2 (ton)	P _{max} (ton)	P _{ijin} (ton)	Cek
D	656.45	54.70	12.12	1.01	16.95	1.77	57.48	72.49	OK
D+L	783.33	65.28	17.98	1.50	20.38	2.12	68.90	72.49	OK
D + 0.7 Eq x	664.28	55.36	48.87	4.07	66.75	6.95	66.38	72.49	OK
D + 0.7 Eq y	662.91	55.24	51.58	4.30	39.33	4.10	63.64	72.49	OK
D + 0.75 L	751.61	62.63	16.34	1.36	19.52	2.03	66.03	72.49	OK
D + 0.75 L + 0.525 Eq x	757.48	63.12	43.74	3.64	54.44	5.67	72.44	72.49	OK
D + 0.75 L + 0.525 Eq y	756.45	63.04	45.46	3.79	35.40	3.69	70.51	72.49	OK
0.6 D + 0.7 Eq x	401.70	33.47	45.20	3.77	61.66	6.42	43.66	72.49	OK
0.6 D + 0.7 Eq y	411.44	34.29	47.31	3.94	33.79	3.52	41.75	72.49	OK



Gambar 4.43 Tiang Pancang Grup 2

Tabel 4.53 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Grup 2

Kombinasi	P (ton)	P/n TP (ton)	M _x (ton m)	M _x y / Σy^2 (ton)	M _y (ton m)	M _y x / Σx^2 (ton)	P _{max} (ton)	P _{ijin} (ton)	Cek
D	1312.89	62.52	24.23	0.72	33.91	2.02	65.26	92.82	OK
D+L	1566.65	74.60	35.97	1.07	40.76	2.43	78.10	92.82	OK
D + 0.7 Eq x	1328.55	63.26	97.74	2.91	133.50	7.95	74.12	92.82	OK
D + 0.7 Eq y	1325.81	63.13	103.17	3.07	78.67	4.68	70.89	92.82	OK
D + 0.75 L	1503.21	71.58	32.68	0.97	39.05	2.32	74.88	92.82	OK
D + 0.75 L + 0.525 Eq x	1514.96	72.14	87.47	2.60	108.87	6.48	81.22	92.82	OK
D + 0.75 L + 0.525 Eq y	1512.90	72.04	90.92	2.71	70.79	4.21	78.96	92.82	OK
0.6 D + 0.7 Eq x	803.40	38.26	90.40	2.69	123.32	7.34	48.29	92.82	OK
0.6 D + 0.7 Eq y	822.88	39.18	94.61	2.82	67.57	4.02	46.02	92.82	OK



Gambar 4.44 Tang Pancang Grup 3

Tabel 4.54 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Grup 3

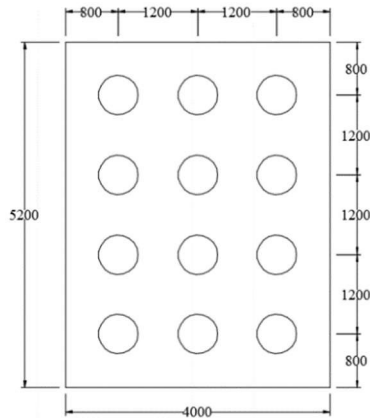
Kombinasi	P (ton)	P/n TP (ton)	M _x (ton m)	M _x y / Σy^2 (ton)	M _y (ton m)	M _y x / Σx^2 (ton)	P _{max} (ton)	P _{min} (ton)	Cek
D	3095.90	63.18	60.04	0.46	71.28	0.36	64.00	85.33	OK
D+L	3446.28	70.33	81.11	0.62	84.82	0.43	71.39	85.33	OK
D + 0.7 Eq x	1894.31	38.66	197.95	1.51	251.47	1.28	41.46	85.33	OK
D + 0.7 Eq y	1892.20	38.62	233.17	1.78	161.43	0.82	41.22	85.33	OK
D + 0.75 L	3358.69	68.54	75.31	0.58	81.44	0.42	69.54	85.33	OK
D + 0.75 L + 0.525 Eq x	3386.26	69.11	178.05	1.36	207.90	1.06	71.53	85.33	OK
D + 0.75 L + 0.525 Eq y	3384.68	69.08	203.35	1.56	145.74	0.74	71.37	85.33	OK
0.6 D + 0.7 Eq x	3132.67	63.93	177.67	1.36	231.07	1.18	66.47	85.33	OK
0.6 D + 0.7 Eq y	3130.56	63.89	211.07	1.62	138.09	0.70	66.21	85.33	OK

4.5.6.4 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang dalam Grup Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin \ 1 \ tiang \ dalam \ grup}$$

Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang Tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.



Gambar 4.45 Tiang Pancang Grup 1

$$P = 783,33 \text{ ton}$$

$$n = 12 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned} M_x &= M_x + (H_y \cdot T_{poer}) \\ &= 9,37 + (8,67 \cdot 1) \\ &= 18,05 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_y + (H_x \cdot T_{poer}) \\ &= 9,3 + (10,47 \cdot 1) \\ &= 19,28 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$X_{max} = 1,2 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 1,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P_{max} &= \frac{783,33}{12} + \frac{19,28 (1,2)}{11,52} + \frac{18,05 (1,8)}{21,6} \\ &= 68,79 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)}]$$

$$P_{ijin \text{ grup}} = C_e \cdot P_{ijin \text{ 1 tiang}}$$

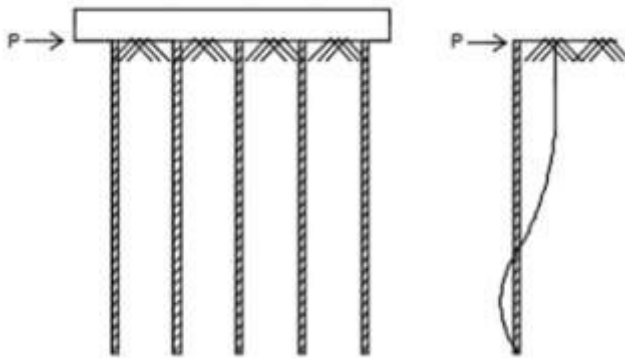
$$= 0,58 \cdot 124,46$$

$$= 72,49 \text{ ton}$$

Tabel 4.55 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Grup 1

Kombinasi	P (ton)	P/n TP	M _x (ton m)	M _x y /	M _y (ton	M _y x /	P _{max}	P _{ijin}	Cek
D	656.48	54.71	12.18	1.02	16.06	1.67	57.39	72.49	OK
D+L	783.37	65.28	18.05	1.50	19.28	2.01	68.79	72.49	OK
D + 0.7 Eq x	665.20	55.43	55.46	4.62	71.67	7.47	67.52	72.49	OK
D + 0.7 Eq y	663.79	55.32	55.98	4.67	41.15	4.29	64.27	72.49	OK
D + 0.75 L	751.65	62.64	16.41	1.37	18.48	1.92	65.93	72.49	OK
D + 0.75 L + 0.525 Eq x	758.19	63.18	48.67	4.06	58.02	6.04	72.48	72.49	OK
D + 0.75 L + 0.525 Eq y	757.13	63.09	48.80	4.07	36.53	3.81	70.97	72.49	OK
0.6 D + 0.7 Eq x	402.61	33.55	52.02	4.34	66.81	6.96	44.85	72.49	OK
0.6 D + 0.7 Eq y	418.97	34.91	51.66	4.30	35.81	3.73	42.95	72.49	OK

4.5.6.5 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010



Gambar 4.46 Defleksi Akibat Gaya Lateral Pada Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = F_{\delta} \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

Dimana:

δ = Defleksi yang akan terjadi

F_{δ} = Koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffness factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 12

Hmax = 10,47 ton

Hmax 1 tiang = 0,87 ton

Cu = 0,75 ton/cm²

Qu = 2 Cu

$$= 2 \cdot \frac{0,75}{0,977} = 1,5$$

Dari grafik *immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan $f = 11 \text{ t/ft}^3 = 0,352 \text{ kg/cm}^3$

$$E = 4700 \sqrt{f'_c} = 338921,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 510508,81 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$= \left(\frac{338921,8 \cdot 510508,81}{0,352} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$= 217,93 \text{ cm}$$

$$L = 16,5 \text{ m} = 1650 \text{ cm (kedalaman tiang pancang)}$$

$$\frac{L}{T} = \frac{1650}{217,93} = 7,57$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan $F_{\delta} = 0.893$

$$\delta = F_{\delta} \left(\frac{PT^3}{EI} \right)$$

$$= 0,893 \left(\frac{0,87 \cdot 1000 \cdot 217,93^3}{338921,8 \cdot 510508,81} \right)$$

$$= 0,047 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen:

$$M_{crack} = 29 \text{ ton.m}$$

$$\frac{L}{T} = 7,57$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan $F_m = 0.88$

$$\begin{aligned} M &= F_m PT && \leq M_{bending \text{ crack}} \\ &= 0,88 \cdot 0,87 \cdot 217,93 && \leq 29 \text{ ton.m} \\ &= 1,67 \text{ ton.m} && \leq 29 \text{ ton.m (OK)} \end{aligned}$$

Tabel 4.56 Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 1 Terhadap Gaya Lateral

Jumlah Tiang	Kombinasi	H _{max} (ton)	δ (cm)	δ < 2.5 cm	M _{max} (ton m)	M _{crack} (ton m)	Cek
12.00	D	0.73	0.03875	OK	1.39	29.00	OK
12.00	D+L	0.87	0.04661	OK	1.67	29.00	OK
12.00	D + 0.7 Eq x	1.47	0.07836	OK	2.81	29.00	OK
12.00	D + 0.7 Eq y	1.07	0.05736	OK	2.06	29.00	OK
12.00	D + 0.75 L	0.84	0.04465	OK	1.60	29.00	OK
12.00	D + 0.75 L + 0.525 Eq x	1.39	0.07436	OK	2.67	29.00	OK
12.00	D + 0.75 L + 0.525 Eq y	1.09	0.05823	OK	2.09	29.00	OK
12.00	0.6 D + 0.7 Eq x	1.18	0.06286	OK	2.26	29.00	OK
12.00	0.6 D + 0.7 Eq y	0.91	0.04862	OK	1.75	29.00	OK

Tabel 4.57 Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 2 Terhadap Gaya Lateral

Jumlah Tiang	Kombinasi	H _{max} (ton)	δ (cm)	δ < 2.5 cm	M _{max} (ton m)	M _{crack} (ton m)	Cek
21.00	D	0.83	0.04428	OK	1.59	29.00	OK
21.00	D+L	1.00	0.05327	OK	1.91	29.00	OK
21.00	D + 0.7 Eq x	1.68	0.08956	OK	3.22	29.00	OK
21.00	D + 0.7 Eq y	1.23	0.06555	OK	2.35	29.00	OK
21.00	D + 0.75 L	0.96	0.05103	OK	1.83	29.00	OK
21.00	D + 0.75 L + 0.525 Eq x	1.59	0.08498	OK	3.05	29.00	OK
21.00	D + 0.75 L + 0.525 Eq y	1.25	0.06655	OK	2.39	29.00	OK
21.00	0.6 D + 0.7 Eq x	1.34	0.07185	OK	2.58	29.00	OK
21.00	0.6 D + 0.7 Eq y	1.04	0.05557	OK	1.99	29.00	OK

Tabel 4.58 Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 3 Terhadap Gaya Lateral

Jumlah Tiang	Kombinasi	H _{max} (ton)	δ (cm)	δ < 2.5 cm	M _{max} (ton m)	Merack (ton m)	Cek
49.00	D	0.90	0.03107	OK	2.15	65.00	OK
49.00	D+L	1.07	0.03681	OK	2.55	65.00	OK
49.00	D + 0.7 Eq x	1.94	0.06670	OK	4.62	65.00	OK
49.00	D + 0.7 Eq y	2.17	0.07462	OK	5.17	65.00	OK
49.00	D + 0.75 L	1.03	0.03537	OK	2.45	65.00	OK
49.00	D + 0.75 L + 0.525 Eq x	1.78	0.06129	OK	4.25	65.00	OK
49.00	D + 0.75 L + 0.525 Eq y	1.92	0.06627	OK	4.59	65.00	OK
49.00	0.6 D + 0.7 Eq x	1.63	0.05623	OK	3.90	65.00	OK
49.00	0.6 D + 0.7 Eq y	1.89	0.06511	OK	4.51	65.00	OK

4.5.6.6 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = F_{\delta} \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

Dimana:

δ = Defleksi yang akan terjadi

F_δ = Koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffness factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 12

H_{max} = 9,99 ton

H_{max} 1 tiang = 0,83 ton

Cu = 0,75 ton/cm²

Qu = 2 Cu

$$= 2 \cdot \frac{0,75}{0,977} = 1,54$$

Dari grafik *immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan $f = 11 \text{ t/ft}^3 = 0,352 \text{ kg/cm}^3$

$$E = 4700 \sqrt{f'_c} = 338921,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 510508,81 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned} T &= \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} \\ &= \left(\frac{338921,8 \cdot 510508,81}{0,352} \right)^{\frac{1}{5}} \\ &= 217,93 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L = 16,5 \text{ m} = 1650 \text{ cm (kedalaman tiang pancang)}$$

$$\frac{L}{T} = \frac{1650}{217,93} = 7,57$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan $F_\delta = 0.893$

$$\begin{aligned} \delta &= F_\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \\ &= 0,893 \left(\frac{0,83 \cdot 1000 \cdot 217,93^3}{338921,8 \cdot 510508,81} \right) \\ &= 0,0397 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

Kontrol Momen:

$$M_{crack} = 29 \text{ ton.m}$$

$$\frac{L}{T} = 7,57$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan $F_m = 0.88$

$$\begin{aligned} M &= F_m PT && \leq M_{bending \text{ crack}} \\ &= 0,88 \cdot 0,83 \cdot 217,93 && \leq 29 \text{ ton.m} \\ &= 1,59 \text{ ton.m} && \leq 29 \text{ ton.m (OK)} \end{aligned}$$

Tabel 4.59 Kontrol Kekuatan Tiang Tipe 1 Terhadap Gaya Lateral

Jumlah Tiang	Kombinasi	Hmax (ton)	d (cm)	d < 2.5 cm	Mmax (ton m)	Mcrack (ton m)	Cek
12	D	0.69	0.03699	OK	1.33	29.00	OK
12	D+L	0.83	0.04447	OK	1.60	29.00	OK
12	D + 0.7 Eq x	1.49	0.07941	OK	2.85	29.00	OK
12	D + 0.7 Eq y	1.14	0.06103	OK	2.19	29.00	OK
12	D + 0.75 L	0.80	0.04260	OK	1.53	29.00	OK
12	D + 0.75 L + 0.525 Eq x	1.39	0.07442	OK	2.67	29.00	OK
12	D + 0.75 L + 0.525 Eq y	1.08	0.05784	OK	2.08	29.00	OK
12	0.6 D + 0.7 Eq x	1.21	0.06462	OK	2.32	29.00	OK
12	0.6 D + 0.7 Eq y	0.98	0.05220	OK	1.87	29.00	OK

4.5.7 Perencanaan Poer Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer:

- Dimensi poer = 4 m × 5,2 m × 1 m
- P_u = 783,33 ton
- P_{max} 1 tiang = 72,44 ton
- Jumlah Tiang Pancang = 12 buah
- f'_c = 45 MPa
- f_y = 420 MPa
- $D_{tulangan}$ = 29 mm
- Cover = 75 mm
- λ = 1 (beton normal)
- α_s = 20 (kolom sudut)
- Tinggi Efektif (d) = 1000 – 75 – 0,5(29) = 910,5 mm

4.5.7.1 Kontrol Geser Ponds

1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds

pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2012 pasal 11.11.2.1 nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_{c2} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

Dimana:

α_s = 20 untuk kolom sudut, 30 untuk kolom tepi, 40 untuk kolom interior

β = Rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek poer
 $= 5200/4000 = 1,3$

b_o = keliling penampang kritis
 $= 2 (B_{kolom} + d) + 2 (L_{kolom} + d)$
 $= 2(1000+910,5) + 2(1000+910,5)$
 $= 7642 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,3} \right) 1 \times \sqrt{45} \times 7642 \times 910,5 \\ &= 20142471,11 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ &= 0,083 \left(\frac{20 \times 910,5}{7642} + 2 \right) 1 \times \sqrt{45} \times 7642 \times 910,5 \\ &= 16979750,93 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 7642 \times 910,5 \\ &= 15543094,01 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c Diatas diambil nilai terkecil sehingga nilai $V_{c \text{ pakai}} = 15543094,01 \text{ N} = 1554,31 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1554,31 \text{ ton}$$

$$= 1165,73 \text{ ton}$$

$$P_u = 783,33 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > P_u \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

2. Akibat Tiang Pancang

$$\beta = 1,3$$

$$b_o = 0,25\pi(600 + 910,5)$$

$$= 1186,34 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,3}\right) 1 \times \sqrt{45} \times 1186,34 \times 910,5$$

$$= 3126916,81 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0,083 \left(\frac{20 \times 910,5}{1186,34} + 2\right) 1 \times \sqrt{45} \times 1186,34 \times 910,5$$

$$= 10434373,71 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 1186,34 \times 910,5$$

$$= 2412909,6 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c Diatas diambil nilai terkecil sehingga nilai $V_{c \text{ pakai}} = 2412909,6 \text{ N} = 241,29 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 241,29 \text{ ton}$$

$$= 180,97 \text{ ton}$$

$$P_{max} = 72,44 \text{ ton}$$

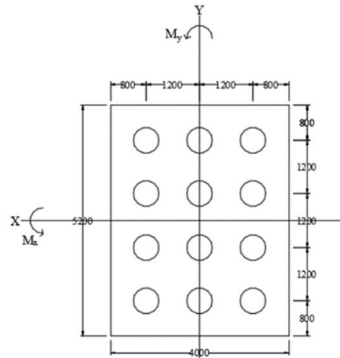
$$\phi V_c > P_{max} \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.5.7.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang

menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 4.47 Pembebanan Poer Tipe 1 (Arah Sumbu X)

1. Penulangan Tarik Arah X

$$P_{max} = 72,44 \text{ ton}$$

$$P = 3 \cdot 72,44 = 217,32 \text{ ton}$$

$$q = 2,4 \cdot 4 \cdot 1 = 9,6 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 1,4 \cdot 9,6 = 13,44 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} M_u &= P(a_1 + a_2) - 0,5(q_u L^2) \\ &= 217,32(0,6 + 1,8) - 0,5(13,44 \cdot 2,6^2) \\ &= 476,13 \text{ ton.m} \\ &= 476,13 \cdot 10^7 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= 1000 - 75 - 0,5(29) \\ &= 910,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= 1000 - 75 - 29 - 0,5(29) \\ &= 881,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Mencari ρ_{min}

$$\rho_{min \ 1} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min \ 2} &= \frac{0,25\sqrt{45}}{420} \\
 &= 0,00399 \\
 &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,00333
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $\rho_{min} = 0,00399$

- Menentukan Harga m

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85f'_c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \cdot 45} \\
 &= 10,98
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{476,13 \cdot 10^7}{0,9 \cdot 5200 \cdot 910,5^2} \\
 &= 1,23 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10,98 \cdot 1,23}{420}} \right) \\
 &= 0,00297, \text{ gunakan } \rho_{min} = 0,00399
 \end{aligned}$$

- Tulangan Tarik yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d_x \\
 &= 0,399 \cdot 1000 \cdot 910,5 \\
 &= 3635,61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= 1000 \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 29^2}{3635,61} \\
 &= 181,68 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D29-150 mm

2. Penulangan Tekan Arah X

$$\begin{aligned}
 A_{s_{pertu}} &= \frac{1}{2} A_s \text{ tarik} \\
 &= \frac{1}{2} 3635,61 \text{ mm}^2 \\
 &= 1817,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22 ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 S &= 1000 \frac{380,13}{1817,8} \\
 &= 209,12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 200 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D22-200 mm

3. Penulangan Tarik Arah Y

$$P_{\max} = 72,44 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 P &= 4 \cdot 72,44 \\
 &= 289,75 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= 2,4 \cdot 5,2 \cdot 1 \\
 &= 12,48 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,4 \cdot 12,48 \\
 &= 17,47 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= P(a) - 0,5(q_u L^2) \\
 &= 289,75(1,2) - 0,5(17,47 \cdot 2^2) \\
 &= 312,76 \text{ ton.m} \\
 &= 312,76 \cdot 10^7 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dx &= 1000 - 75 - 0,5(29) \\
 &= 910,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dy &= 1000 - 75 - 29 - 0,5(29) \\
 &= 881,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Mencari ρ_{\min}

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min 1} &= \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} \\
 &= \frac{0,25\sqrt{45}}{420} \\
 &= 0,00399
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,00333$$

Maka digunakan $\rho_{min} = 0,00399$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$

$$= \frac{420}{0,85 \cdot 45}$$

$$= 10,98$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{312,76 \cdot 10^7}{0,9 \cdot 4000 \cdot 881,5^2}$$

$$= 1,12 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10,98 \cdot 1,12}{420}} \right)$$

$$= 0,0027, \text{ gunakan } \rho_{min} = 0,00399$$

- Tulangan Tarik yang diperlukan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d_y$$

$$= 0,399 \cdot 1000 \cdot 881,5$$

$$= 3519,81 \text{ mm}^2$$

$$S = 1000 \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 29^2}{3519,81}$$

$$= 187,66 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D29-150 mm

4. Penulangan Tekan Arah Y

$$A_{s_{pertu}} = \frac{1}{2} A_s \text{ tarik}$$

$$= \frac{1}{2} 3519,81 \text{ mm}^2$$

$$= 1759,91 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D22 ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)

$$S = 1000 \frac{380,13}{1759,91}$$

$$= 216 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 200 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D22-200 mm

4.5.8 Perencanaan Poer Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer:

- Dimensi poer $= 4 \text{ m} \times 5,2 \text{ m} \times 1 \text{ m}$
- P_u $= 783,33 \text{ ton}$
- P_{max} 1 tiang $= 72,48 \text{ ton}$
- Jumlah Tiang Pancang $= 12 \text{ buah}$
- f'_c $= 45 \text{ MPa}$
- f_y $= 420 \text{ MPa}$
- $D_{tulangan}$ $= 29 \text{ mm}$
- Cover $= 75 \text{ mm}$
- λ $= 1$ (beton normal)
- α_s $= 20$ (kolom sudut)
- Tinggi Efektif (d) $= 1000 - 75 - 0,5(29)$
 $= 910,5 \text{ mm}$

4.5.8.1 Kontrol Geser Ponds

1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2012 pasal 11.11.2.1 nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_{c2} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

Dimana:

α_s = 20 untuk kolom sudut, 30 untuk kolom tepi, 40 untuk kolom interior

β = Rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek poer
= $5200/4000 = 1,3$

b_o = keliling penampang kritis
= $2 (B_{kolom} + d) + 2 (L_{kolom} + d)$
= $2(1000+910,5) + 2(1000+910,5)$
= 7642 mm

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,3} \right) 1 \times \sqrt{45} \times 7642 \times 910,5 \\ &= 20142471,11 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ &= 0,083 \left(\frac{20 \times 910,5}{7642} + 2 \right) 1 \times \sqrt{45} \times 7642 \times 910,5 \\ &= 16979750,93 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 7642 \times 910,5 \\ &= 15543094,01 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c Diatas diambil nilai terkecil sehingga nilai $V_{c \text{ pakai}} = 15543094,01 \text{ N} = 1554,31 \text{ ton}$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times 1554,31 \text{ ton} \\ &= 1165,73 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$P_u = 783,33 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > P_u \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

2. Akibat Tiang Pancang

$$\beta = 1,3$$

$$b_o = 0,25\pi(600 + 910,5) \\ = 1186,34 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,3}\right) 1 \times \sqrt{45} \times 1186,34 \times 910,5 \\ = 3126916,81 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ = 0,083 \left(\frac{20 \times 910,5}{1186,34} + 2\right) 1 \times \sqrt{45} \times 1186,34 \times 910,5 \\ = 10434373,71 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ = 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 1186,34 \times 910,5 \\ = 2412909,6 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c Diatas diambil nilai terkecil sehingga nilai $V_c \text{ pakai} = 2412909,6 \text{ N} = 241,29 \text{ ton}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 241,29 \text{ ton} \\ = 180,97 \text{ ton}$$

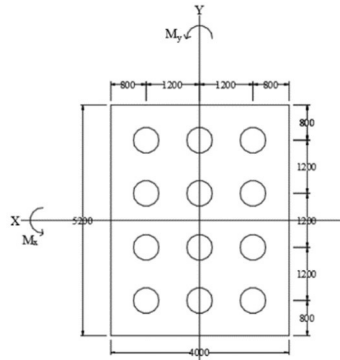
$$P_{max} = 72,44 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > P_{max} \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.5.8.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 4.48 Pembebanan Poer Tipe 1 (Arah Sumbu X)

1. Penulangan Tarik Arah X

$$P_{max} = 72,48 \text{ ton}$$

$$P = 3 \cdot 72,48 = 217,44 \text{ ton}$$

$$q = 2,4 \cdot 4 \cdot 1 = 9,6 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 1,4 \cdot 9,6 = 13,44 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} M_u &= P(a_1 + a_2) - 0,5(q_u L^2) \\ &= 217,44(0,6 + 1,8) - 0,5(13,44 \cdot 2,6^2) \\ &= 476,43 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dx &= 1000 - 75 - 0,5(29) \\ &= 910,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dy &= 1000 - 75 - 29 - 0,5(29) \\ &= 881,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Mencari ρ_{min}

$$\begin{aligned} \rho_{min \ 1} &= \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} \\ &= \frac{0,25\sqrt{45}}{420} \\ &= 0,00399 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,00333\end{aligned}$$

Maka digunakan $\rho_{min} = 0,00399$

- Menentukan Harga m

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 f_{t_c}} \\ &= \frac{420}{0,85 \cdot 45} \\ &= 10,98\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{476,43 \cdot 10^7}{0,9 \cdot 5200 \cdot 910,5^2} \\ &= 1,23 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10,98 \cdot 1,23}{420}} \right) \\ &= 0,00297, \text{ gunakan } \rho_{min} = 0,00399\end{aligned}$$

- Tulangan Tarik yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d_x \\ &= 0,399 \cdot 1000 \cdot 910,5 \\ &= 3635,61 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= 1000 \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 29^2}{3635,61} \\ &= 181,68 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D29-150 mm

2. Penulangan Tekan Arah X

$$\begin{aligned}A_{s_{perlu}} &= \frac{1}{2} A_s \text{ tarik} \\ &= \frac{1}{2} 3635,61 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$= 1817,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D22 ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)

$$S = 1000 \frac{380,13}{1817,8}$$

$$= 209,12 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 200 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D22-200 mm

3. Penulangan Tarik Arah Y

$$P_{max} = 72,48 \text{ ton}$$

$$P = 4 \cdot 72,48$$

$$= 289,92 \text{ ton}$$

$$q = 2,4 \cdot 5,2 \cdot 1$$

$$= 12,48 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 1,4 \cdot 12,48$$

$$= 17,47 \text{ ton}$$

$$M_u = P(a) - 0,5(q_u L^2)$$

$$= 289,92(1,2) - 0,5(17,47 \cdot 2^2)$$

$$= 312,964 \text{ ton.m}$$

$$= 312,964 \cdot 10^7 \text{ N.mm}$$

$$d_x = 1000 - 75 - 0,5 (29)$$

$$= 910,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 75 - 29 - 0,5 (29)$$

$$= 881,5 \text{ mm}$$

- Mencari ρ_{min}

$$\rho_{min \ 1} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$= \frac{0,25\sqrt{45}}{420}$$

$$= 0,00399$$

$$\rho_{min \ 2} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,00333$$

Maka digunakan $\rho_{min} = 0,00399$

- Menentukan Harga m

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 f_{t_c}} \\ &= \frac{420}{0,85 \cdot 45} \\ &= 10,98 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{312,964 \cdot 10^7}{0,9 \cdot 4000 \cdot 881,5^2} \\ &= 1,12 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10,98 \cdot 1,12}{420}} \right) \\ &= 0,0027, \text{ gunakan } \rho_{min} = 0,00399 \end{aligned}$$

- Tulangan Tarik yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d_y \\ &= 0,399 \cdot 1000 \cdot 881,5 \\ &= 3519,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 1000 \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 29^2}{3519,81} \\ &= 187,66 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D29-150 mm

4. Penulangan Tekan Arah Y

$$\begin{aligned} A_{s_{pertu}} &= \frac{1}{2} A_s \text{ tarik} \\ &= \frac{1}{2} 3519,81 \text{ mm}^2 \\ &= 1759,91 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22 ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} S &= 1000 \frac{380,13}{1759,91} \\ &= 216 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{pakai} = 200 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D22-200 mm

4.5.7 Perencanaan Sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data-data perencanaan sloof:

- b = 300 mm
- h = 400 mm
- A_g = 120000 mm²
- f'_c = 45 MPa
- f_y = 420 MPa
- $cover$ = 40 mm
- D_{utama} = 19 mm
- $D_{senggang}$ = 10 mm
- d = $400 - (40 + 10 + 1/2 \cdot 19)$
= 340,5 mm

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diasumsikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah:

$$q_u = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400$$

$$= 403,2 \text{ kg/m}$$

$$L_{sloof} = 6,75 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 403,2 \cdot 6,75^2$$

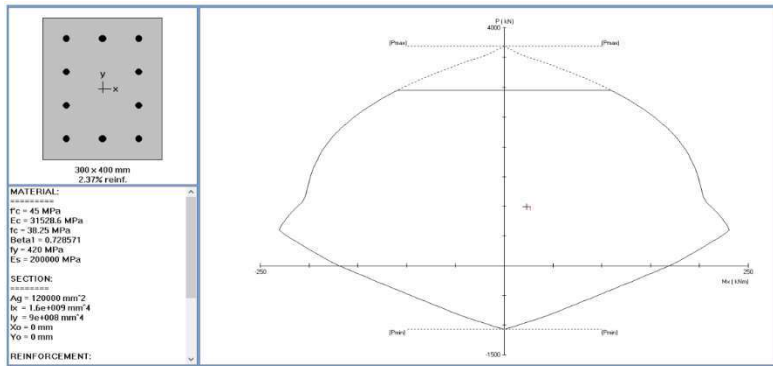
$$= 2296,35 \text{ kgm}$$

$$= 22,96 \text{ kNm}$$

$$P_u = 9907,96 \text{ kN}$$

$$P = 10\% P_u$$

$$= 990,8 \text{ kN}$$



Gambar 4.49 Diagram Interaksi P-M

Penulangan Geser Sloof:

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 403,2 \cdot 6,75 \\ &= 1360,8 \text{ kg} = 13608 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 400 - 40 - 10 - 19/2 \\ &= 340,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{bd\sqrt{f'_c}}{6} \\ &= \frac{300 \cdot 340,5\sqrt{45}}{6} \\ &= 114207,2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \cdot 114207,2 \\ &= 85655,38 \text{ N} \end{aligned}$$

$\phi V_c > V_u$ (tulangan geser tidak diperlukan)

Menggunakan tulangan minimum,

$$\begin{aligned} S_{\max 1} &= \frac{d}{2} \\ &= \frac{340,5}{2} \\ &= 170,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\max 2} = 300 \text{ mm}$$

210

$$\begin{aligned}A_{v\ mi} &= \frac{bs}{3f_y} \\&= \frac{300 \cdot 170,25}{3 \cdot 420} \\&= 40,54\ mm^2\end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan sengkang 2D10-150 mm

BAB V

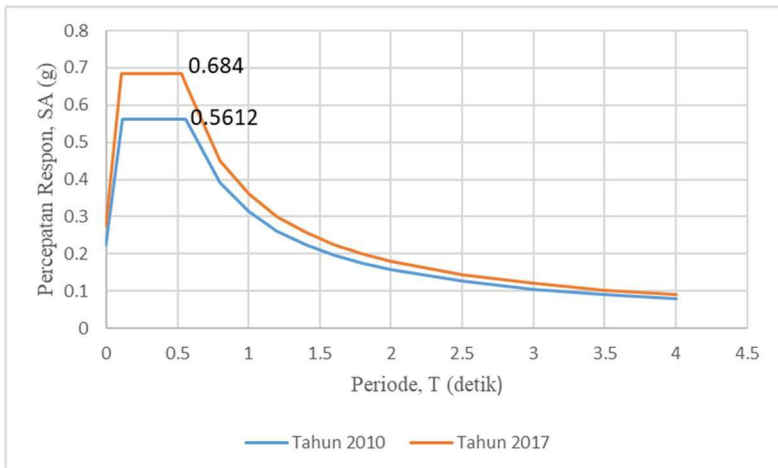
PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisis yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Respon Spektrum

Dapat kita lihat seperti gambar di bawah, pada respon spektrum yang dihasilkan mengalami peningkatan sebesar 21,88% pada titik puncaknya antara Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017.



Gambar 5.1 Perbandingan Grafik Respon Spektrum

2. Gaya Geser Dasar Nominal (V_{statik})

Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010

$$V_{statik} = 760488,25 \text{ kg}$$

Berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017

$$V_{statik} = 872072,01 \text{ kg}$$

Peningkatan V_{statik} berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017 sebesar 14,67%.

3. Output gaya dalam ditinjau pada balok yaitu momen yang bekerja pada balok . Nilai persentase peningkatan yang terjadi antara Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017 bervariasi yaitu dengan rata-rata sebesar 17,615%
4. Berikut merupakan persentase peningkatan output gaya dalam yang terjadi di kolom. Nilai persentase peningkatan yang terjadi antara Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017 yaitu 2,48% pada Pu, 6,91% pada Mx dan 6,55% pada My.
5. Output gaya dalam yang dihasilkan kolom berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017 lebih besar dibandingkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dengan nilai persentase peningkatan yang terjadi bervariasi, namun dengan luasan tulangan lentur minimum antara Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017 masih memenuhi, maka dapat disimpulkan bahwa dimensi kolom dalam struktur tersebut cukup besar.
6. Jumlah tulangan lentur yang digunakan balok Induk berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017 lebih banyak dibanding dengan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010. Nilai persentase peningkatan bervariasi yaitu dengan rata-rata sebesar 4,41% pada lantai 1-5 serta 4,58% pada lantai 6-12.
7. Besar luasan perlu tulangan lentur pada balok induk berdasarkan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017 mengalami peningkatan rata-rata sebesar 9,56% pada lantai 1-5 dan 8,49% pada lantai 6-12.

5.2 Saran

Adapun saran untuk penyempurnaan penulisan pada penelitian ini:

1. Dari kesimpulan bahwa akibat perubahan peta zonasi gempa Indonesia membuat gaya geser dasar menjadi lebih besar, maka dari hal tersebut mengakibatkan perlunya peninjauan ulang bangunan bangunan yang sudah berdiri untuk dikaji ulang menggunakan peraturan terbaru.
2. Model struktur yang dianalisis pada penelitian ini adalah struktur gedung beraturan, untuk pengembangan selanjutnya penulis harapkan menggunakan struktur gedung tidak beraturan.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

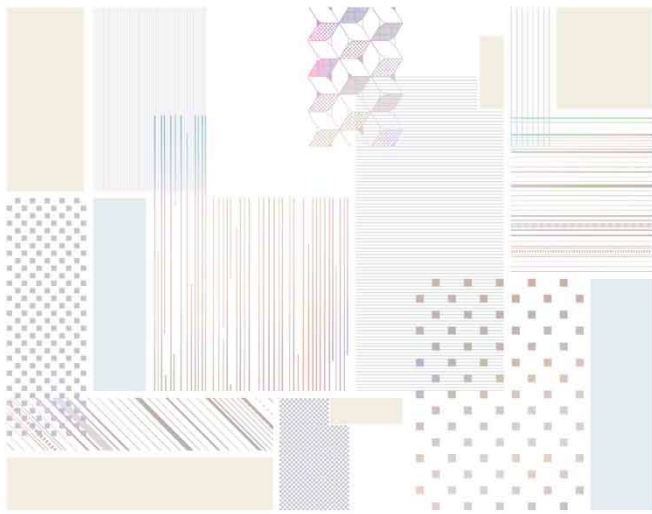
- Asroni, Ali. 2010. **Balok dan Pelat Beton Bertulang**. Yogyakarta: Graha ilmu
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012)**. Jakarta: BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2013)**. Jakarta: BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung (SNI 2847:2013)**. Jakarta: BSN
- BMKG. 2012. **Gempabumi**. Denpasar: Balai Besar Wilayah III, <URL:<http://balai3.denpasar.bmkg.go.id/tentang-gempa#sthash.P7prPlu8.dpuf>>
- BMKG, Jan. 2018. **Aktivitas Gempa di Indonesia Meningkat Drastis pada Tahun 2017**, <URL:<http://nationalgeographic.grid.id/read/13309123/bmkg-aktivitas-gempa-di-indonesia-meningkat-drastis-pada-tahun-2017?page=all>>
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)**. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan
- Nugroho, Sutopo Purwo, M.Si, APU. 2016. **Evaluasi Penanggulangan Bencana 2015 Dan Prediksi Bencana 2016**. Jakarta: Badan Nasional Penanggulangan Bencana
- Sudarmoko. 1996. **Perencanaan dan Analisis Kolom Beton Bertulang**. Yogyakarta: Biro Penerbit
- Widjanarko, Agoes. 2006. **Pedoman Teknis Rumah dan Bangunan Gedung Tahan Gempa**. Jakarta: Direktorat Jenderal Cipta Karya

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN

Halaman ini sengaja dikosongkan

YZER I



YZER I



C-Y51-E0409 / 2018.4 / 4th Edition

www.hyundaielevator.com

Hyundai Elevator sets a new benchmark, moving beyond yesterday's concept of value. Yesterday's value which defined an elevator as a machine connecting vertical space, is fading. Hyundai Elevator presents a new standard that makes people feel safe, comfortable, and happy in elevators.

An elevator for the people: The mission of YZER I



CONTENTS

- 03 Philosophy • New Technology
- 05 Philosophy • New Space

Key Features of YZER I

- 07 Ultra Slim LED Ceiling / Anti-Virus Handrail
- 08 Car Operating Panel / Indicator / Hall Button

Options of YZER I

- 09 Smart Indicator
- 10 IBS System (Card key) and Other Options

Cage Design of YZER I

- 11 Philosophy • New Design
- 13 YZER I - A
- 15 YZER I - B
- 17 YZER I - C
- 19 YZER I - D

Specifications of YZER I

- 21 Characteristics of a Machine Room Less System
- 22 Hoisway Plan and Section
- 23 Technical Data
- 24 Works to Be Done by Other Contractors
- 25 Network

A new standard of living and true concern for people **Bringing people and elevators closer**

Elevators that make people happy

Hyundai Elevator has raised these questions continuously should an elevator be perceived only as a means of transport? Are those convenience and attractive design should be prioritized?

An elevator that serves as a companion to people and reflects their needs: this is the new philosophy and technology embraced by Hyundai Elevator's VZER 1.

Ultra Slim LED Ceiling Applied to All Products

All the ultra slim ceiling on ultra slim LED ceiling (50 mm), which provides compactness in both height and width inside the elevator.



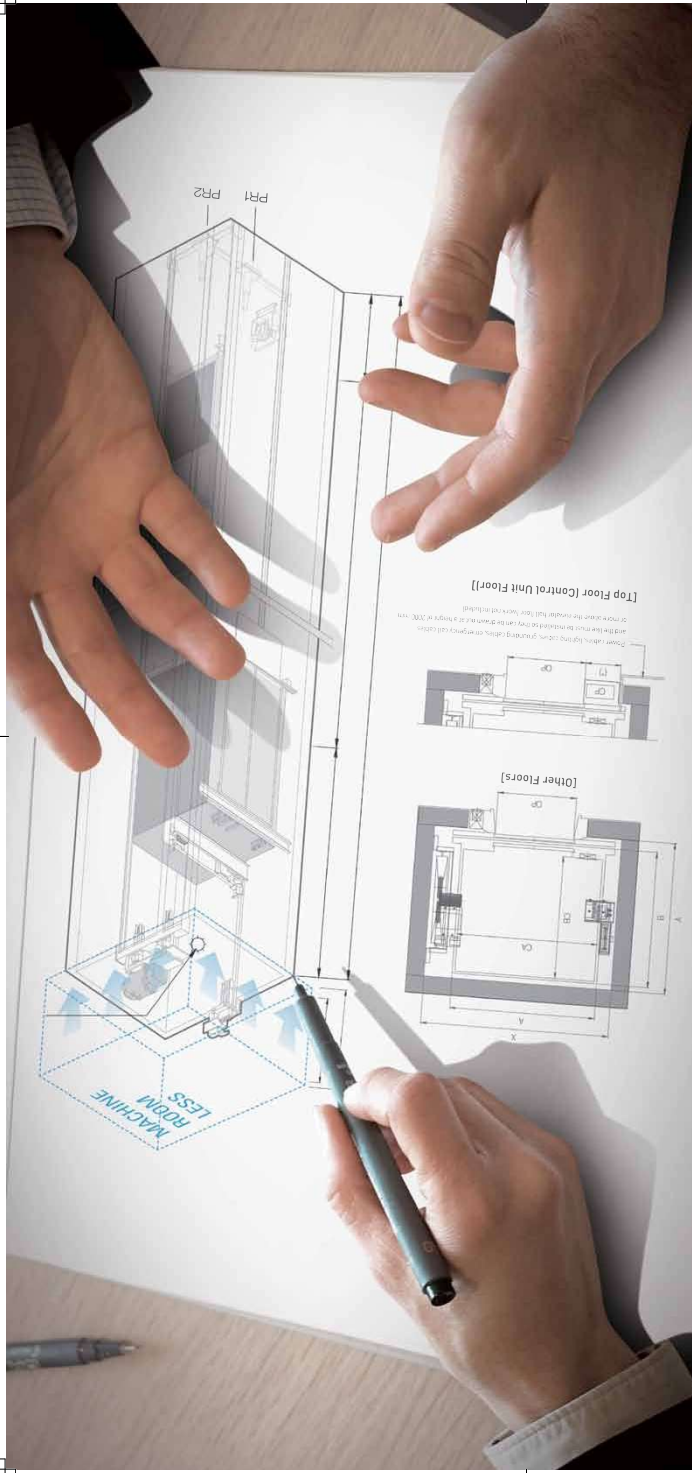
Smart Indicator (Optional)

An industry first, the Smart Indicator delivers a pleasant environment in any conditions by means of an anion double-clean system and ultrasonic pest-repellant function. Its LCD display with an integrated CCTV assures safer elevator operation.



*Optional item is a sourced by S.AOREA.





More convenient, more comfortable
Elevator that understands people

An elevator that values people and space

Efficient horizontal space that allows people to get on and off an elevator with ease, as well as a ceiling height that achieves a pleasing, soothing space: this is the philosophy of space embodied by Hyundai Elevator's YZER 1.

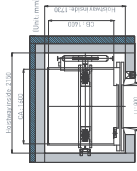
High-performance, eco-friendly traction machine

machine. Built with technology developed at the company's R&D center in the Korean headquarters, the ultra-small VZER I traction machine delivers the world's highest standard of quality. As the essence of modern technology, it promises convenient maintenance by operating on an oil-free traction system that does not need regular oiling of its bearing unit.



Minimized hoistway size

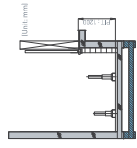
Minimized hoistway size and elimination of a machine room reduce construction costs and incidental expenses to the greatest extent thanks to a shortened construction schedule.



21% reduction in holstway (1000kg capacity)
Compared with the Company's existing products.

Minimized pit length (1200 mm)

Efficient pit space with a minimized length of 1200 mm has become possible through top-side arrangement of the suspension structure.



KEY FEATURES

LED CEILING



Ultra Slim LED Ceiling

Eco-friendly LED ceiling provides higher, roomier space and reduces eye fatigue.

Ultra Slim LED Ceiling (50 mm) Applied to All Products

- Higher ceiling offers a more spacious and pleasant interior space.
- Eco-friendly LED ceiling reduces maintenance costs and brighter interior space eases eye fatigue.



HANDRAIL



Anti-Virus Handrail (OPTIONAL)

Handrails are exposed to many germs through constant touching, but the use of antimicrobial materials protects users from harmful viruses.

Virus-Resistant Materials (OPTIONAL)

The safest, most consistent tool is using the latest ergonomic design and material analysis as well as antimicrobial materials.



CAR OPERATING PANEL / INDICATOR / HALL BUTTON

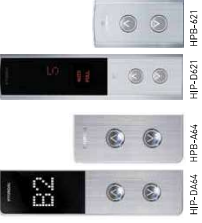


OPP-N364(Optional)

YZER I Family Look

A two-tone, black and silver color combination complements the Hyundai Elevator family-look. The operating panel, indicator, and hall button all share an open-type design, allowing for easier maintenance.

Hall Button



HBP-D461 HBP-A44 HBP-D521 HBP-A21

Indicator



PI-D700 PI-D110 PI-D800

Button



21Type 64Type



OPP-N321 / OPP-D521

OPP-L564

OPTIONS

SMART INDICATOR (OPTIONAL)



Smart care for health

Double-clean system maintains clean air in the elevator

Double-Clean System Equipped with Air-Cleaning and Antiseptic Functions

The double-clean system that works water-round and an indicator combines to produce an all-in-one design. Clean interior air quality is maintained through the complete elimination of undesirable active oxygen and germs.

Visual recognition of system operation is easy since

Air-Clean, Germ, and Anti-Fur are displayed in sequence.



- Over 100,000 viruses are released per 1 cc of air, keeping air clean and fresh at all times.
- More than 99% of harmful substances, including viruses, are removed.
- This system achieves eliminating malodorous substances.

Smart care for safety

Smart Indicator helps passengers to see safety functions with their own eyes.



CCTV Security Info Display System

When CCTV is operated, this Smart Indicator displays the CCTV camera is working by alarming people for potential crimes in a closed space.

* CCTV Security Info Display System requires installation at CCTV top panel.



Ultrasonic Pest-Repellent Function

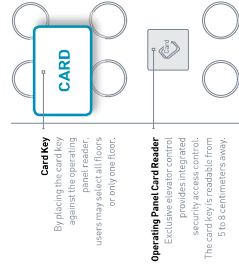
Colorless and odorless ultrasonic waves eradicate mosquitoes and other pests, to create a pleasant interior space, which up to 100% of passengers can enjoy. It provides a safe and secure environment to achieve door-closing.

IBS SYSTEM (CARD KEY)



IBS System (Card Key)

It enables effective security and crime prevention by limiting entry/text by outsiders.



BLACK BOX-TYPE CCTV / MULTI-BEAM DOOR SAFETY DEVICE



Black Box-Type CCTV

CCTV camera records all elevator activity including passengers, ensuring security control on a real-time basis.

Multi-Beam Door Safety Device

Multibeam sensor detects passenger movement and automatically opens the door, helping prevent accidents.

Design that blends user preferences with cutting-edge sensitivity

An elevator with a sensitive touch

Sensitive elevator that interacts with people

Hyundai Elevator places top priority on users' preferences because it considers an elevator more than a machine for moving people.

Harmonizing technology with artistry to achieve the perfect blend of beauty and comfort: this is the design philosophy behind Hyundai Elevator's YZER L.

YZER L-A



YZER L-B



YZER L-C



YZER L-D



CAR DESIGN COLLECTION

YZERI - A Type



CAR DESIGN

- Ceiling
 - CD186 / Aluminium Silver, 1000x1000x10mm (USA)
 - Ceiling Panel Polished Steel / 2021
- Car Wall
 - Stainless Steel
- Handrail
 - Stainless Pipe (DC) / Polished, Chrome Bracket
- Car Door
 - DC1000 / Polished
- Car Operating Panel
 - DC1000 / Polished
- Flooring
 - PVC (EH-10)

Front Image

Rear Image

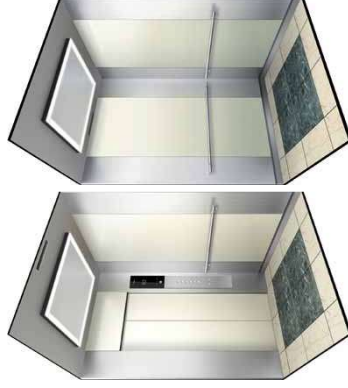
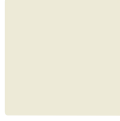


ENTRANCE

- 201 Type
 - Jamb
 - Stainless Steel / 201 Type
 - Door
 - Stainless Steel
 - Transom Panel
 - Stainless Steel / 201 Type
 - Hall Bottom
 - PVC (EH-10)
 - Entrance
 - PVC (EH-10)
- 100 Type
 - Jamb
 - Stainless Steel / 100 Type
 - Door
 - Stainless Steel
 - Hall Bottom
 - PVC (EH-10)
 - Entrance
 - PVC (EH-10)
- 50 Type
 - Jamb
 - Stainless Steel / 50 Type
 - Door
 - Stainless Steel
 - Hall Bottom
 - PVC (EH-10)
 - Entrance
 - PVC (EH-10)

CAR DESIGN COLLECTION

YZERI - B Type



CAR DESIGN

- Ceiling
 - CD 1982 / Stainless Hairline, Painted Steel / 201 Type
 - Ceiling Panel / Painted Steel / 202 Type
- Car Wall
 - Stainless Hairline, Painted Steel / 201 Type
- Handrail
 - Stainless Pipe (IC) / Polished, Chrome Brackets
- Car Door
 - Stainless Hairline / 201 Type
- Car Operating Panel
 - DPH-12564 / Stainless Hairline
- Flooring
 - PVC (FH-48)

Front image

Rear image



ENTRANCE

- 201 Type
 - Jamb
 - Stainless Hairline / 201 Type
 - Transom Panel
 - Stainless Hairline
 - Door
 - Painted Steel / 201 Type
 - Hall Buttons
 - HPH-12561
 - Entrance
 - FH-1208
- 100 Type
 - Jamb
 - Stainless Hairline / 100 Type
 - Door
 - Painted steel / 101 Type
 - Hall Buttons
 - HPH-12561
- 50 Type
 - Jamb
 - Stainless Hairline / 50 Type
 - Door
 - Painted steel / 101 Type
 - Hall Buttons
 - HPH-12561

CAR DESIGN COLLECTION

YZERI - C Type



CAR DESIGN

- Ceiling
 - CD191A / Stainless-Steelline, Stainless-Steel
 - Ceiling Panel (Polished Steel / 720x4)
- Car Wall
 - Stainless-Steelline,
- Handrail
 - Stainless-Steelline Etching (S2210)
 - Stainless-Steel (1C1 / Polished,
- Car Door
 - STS-Steelline Etching (S2210)
- Car Operating Panel
 - OPR-D564 / STS-Steelline
- Flooring
 - PVC (FH-14)



Front image

Rear image

ENTRANCE

- | | | |
|----------|---------------|----------------------------------|
| 201 Type | Jamb | → Stainless-Steelline / 201 Type |
| | Transom Panel | → Stainless-Steelline |
| | Door | → Stainless-Steelline Etching |
| | Car Wall | → Stainless-Steelline |
| | Hall Button | → HPS-217 |
| | Indicator | → PI-C208 |
| 100 Type | Jamb | → Stainless-Steelline / 100 Type |
| | Door | → Stainless-Steelline Etching |
| | Hall Button | → HPS-218 |
| | Hall Button | → HPS-217 |
| 50 Type | Jamb | → Stainless-Steelline / 50 Type |
| | Door | → Stainless-Steelline Etching |
| | Hall Button | → HPS-218 |
| | Hall Button | → HPS-217 |



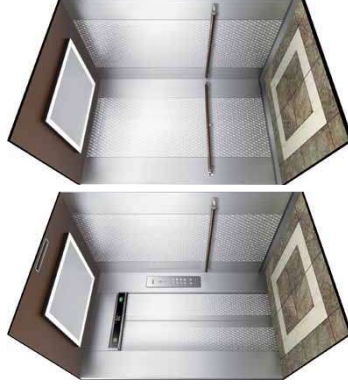
201 type

100 type

50 type

CAR DESIGN COLLECTION

YZERI - D Type



CAR DESIGN

- Ceiling
 - CD1982 / Stainless Hairline, Stainless Hairline Etching (S2231)
 - Ceiling Panel (Polished Steel / 7029)
- Car Wall
 - Stainless Hairline, Stainless Hairline Etching (S2231)
- Handrail
 - IPN (Optional) / Virus-Resistant Single Layer / Virus-Resistant Double Layer
- Car Door
 - Stainless Hairline Etching (S2231)
- Car Operating Panel
 - OPN-A034 (Optional)
- Flooring
 - PVC (FH-13)
- Indicator
 - PL-L20 (Optional) / Smart Indicator, Ultrasonic Pet Repellent

*Optional items are accessories
S.A.0062A

Front image

Rear image

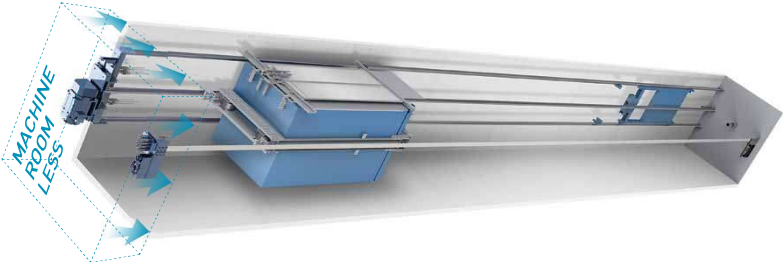


ENTRANCE

- 201 Type
 - Jamb
 - Stainless Hairline / 201 Type
 - Transom Panel
 - Stainless Hairline
 - Door
 - Stainless Hairline Etching (S2231)
 - Hall Button Indicator
 - HPS-A44
 - PL-C208
- 100 Type
 - Jamb
 - Stainless Hairline / 100 Type
 - Door
 - Stainless Hairline Etching (S2231)
 - Hall Button Indicator
 - HPS-A44
- 50 Type
 - Jamb
 - Stainless Hairline / 50 Type
 - Door
 - Stainless Hairline Etching (S2231)
 - Hall Button Indicator
 - HPS-A44

Minimal Space, Maximum Value!

In 1999, Hyundai Elevator introduced the YZER, Korea's first MRL (Machine Room Less) Elevator. In 2015, the company rewrote MRL history with the introduction of the YZER L. By minimizing hoistway size, the YZER L reduces spatial needs while increasing customer value.



Enhanced Safety through the Application of International Standards

- Guaranteed safe operation by using ropes that meet international standards

Simple Installation, Fast Delivery

- Application of an mounting-type traction system

that does not require

installation at top of the hoistway (is

not necessary

- 20% shorter installation period

than traditional building methods at

the top and bottom of the hoistway

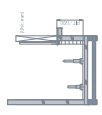
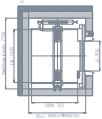
- Simplified process through the use

of jigs for exclusive use



Less burden on construction design and lower construction costs

- Minimum hoistway size
- Minimum pit depth 1200 mm



Easier maintenance and improved customer safety

- A high-performance, eco-friendly traction machine with a proven track record
- Oil-free traction system not requiring regular oiling of the bearing unit
- Easier to maintain because on-site brake adjustment is not necessary

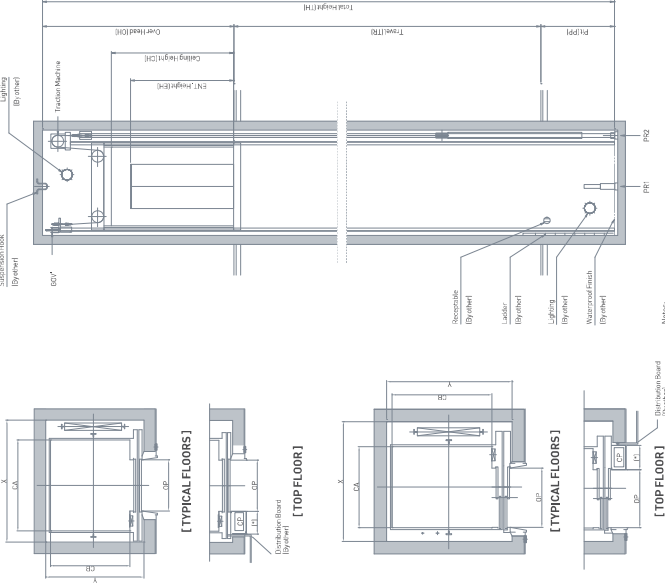
- Approved by DNV, CE, TSE and CSA-certified for system



Hoistway Plan and Section

YZER L's hoistway, which exploits minimal space, is the product of extensive R&D by Hyundai Elevator's leading technical experts. Besides contributing to superior performance and riding comfort, it achieves a refined architectural design. The end result is the most efficient use of building space, lower construction costs, and easier maintenance.

Layout of Hoistway



Notes:

1. The lighting of hoistway should be installed less than 500mm from above the ceiling of hoistway and within 500mm above the bottom of the pit (By others)
2. Water seal should be installed above the water seal of the hoistway and under the air conditioner if necessary and humidity below 95%.

Technical Data

Standard Dimensions and Reactions

[illegible]

Notes

1. The above table of dimensions are per EN131-2. Please contact us for other country codes and specific requirements.
2. The persons is calculated at 75kg per person, as required by EN131-2.
3. If need with two entrances at 180° to one side, please contact us.
4. In case to requested a safety gear in our catalogue is used, please contact us.
5. Min. Dimension of Wall Thickness in Finished wall is 250mm.
6. The Holdways material (Wall, Thickness in Floor is 250mm).
7. The car and counterweights of 1800kg + 2500kg are in Standard configuration with two buffers. Below 1800kg is one buffer.

ntes-

- | | Overhead (OH) | Pit Depth (PP) |
|---|---------------|----------------|
| 1 | CH+1500 | 1200 |
| 2 | CH+1600 | 1300 |
| 3 | CH+1700 | 1400 |
| 4 | CH+1800 | 1500 |

A vertical number line with two tick marks. The top tick mark is labeled 1500. The bottom tick mark is labeled CH+1700.

CH-1700	1400
---------	------

CH-1830	1600
---------	------

CH-1910	1650
---------	------

1000	1000
------	------

Works to Be Done by Others

The following construction and electrical works are not included in the elevator contract and shall be performed by others.

Building Work

- Hoistway

1. Drilling holes in the walls near the elevator entrance on each floor (for the elevator, hall button, hall lantern, etc.) and wall & floor-splash work after elevator installation (including mounting and grouting)
2. Installation of steel reinforcement to fix jambs on the left and right sides of the entrance
3. Installation of ladder for pit inspection
4. Finish work after waterproofing of the inside of pit and mounting of the buffer
5. Supply and installation of hoistway enclosure or separating beam materials (when necessary)
6. Construction of concrete or beam-structured hoistway walls (at least 150 mm thick) where rail brackets can be fixed

Electrical Work

- Hoistway

1. Electrical outlet wiring
2. Piping and wiring for electric wires from the monitoring system to the hazardous area
3. Such a system is set up
4. Piping and wiring for electric wires if a DCTV is installed
5. Mixing and wiring for detection devices
6. Power and lighting wiring for the power supply in the building
7. Power and lighting wiring for the power supply in the building
[For installed power capacity, please see drawings for power system construction to be done by other contractors.]
8. Installation of a power distribution box including N.F.E. Box on the electrical room for elevator use (It shall be installed near the hoistway. For installed power capacity, please see drawings for power system construction to be done by other contractors.)

* If a steel frame-structured hoistway is set up, please contact us for hoistway planning and other details.

Power Supply Plan

Lead Reg	Speed In/Min	Motor Capacity [kW]	MCCP Capacity of Building [kVA]		Power Cable Size (mm ²)		Earl Wire Size (mm ²)		Shorting [kVA/Min]		
			1 Car	2 Cars	1 Car	2 Cars	1 Car	2 Cars			
400	1.0	2.7	20	40	7.2	15	4	10	6	10	12
450	1.1	3.0	25	50	8.1	17	5	12	6	12	14
500	1.2	3.3	30	60	9.0	19	6	14	8	16	16
550	1.3	3.6	35	70	8.7	17	6	10	6	10	14
600	1.5	4.2	32	75	8.2	17	4	15	6	10	18
650	1.5	6.3	40	75	10.8	22	6	18	6	10	30
700	1.5	6.3	40	75	10.8	22	6	18	6	10	30
750	1.5	6.3	40	75	10.8	22	6	18	6	10	30
800	1.5	7.0	48	75	11.5	22	6	16	6	10	30
850	1.5	8.3	40	75	13.9	28	6	18	6	10	30
900	1.5	9.3	32	75	13.9	28	6	18	6	10	30
950	1.5	9.3	32	75	13.9	28	6	18	6	10	30
1000	1.5	9.4	40	75	14.9	30	6	16	6	10	30
1050	1.5	9.4	40	75	14.9	30	6	16	6	10	30
1100	1.5	6.1	32	75	18.6	23	4	30	6	10	24
1150	1.5	10.0	40	75	10.0	23	4	30	6	10	24
1200	1.5	10.0	40	75	10.0	23	4	30	6	10	24
1250	1.5	6.7	32	75	11.2	23	4	10	6	10	42
1300	1.5	10.0	40	75	15.0	30	10	25	6	10	24
1350	1.5	10.0	40	75	15.0	30	10	25	6	10	24
1400	1.5	11.7	50	75	12.2	36	10	25	6	10	25
1450	1.5	11.7	50	75	12.2	36	10	25	6	10	25
1500	1.5	11.5	50	100	29.0	40	18	25	6	16	49
1550	1.5	12.3	50	100	29.0	40	18	25	6	16	49
1600	1.5	12.3	50	100	29.0	40	18	25	6	16	48
1650	1.5	12.3	50	100	29.0	40	18	25	6	16	48
1700	1.5	12.3	50	100	29.0	40	18	25	6	16	48
1750	1.5	12.3	50	100	29.0	40	18	25	6	16	48
1800	1.5	12.3	50	100	29.0	40	18	25	6	16	48
1850	1.5	12.3	50	100	29.0	40	18	25	6	16	48
1900	1.5	12.3	50	100	29.0	40	18	25	6	16	48
1950	1.5	12.3	50	100	29.0	40	18	25	6	16	48
2000	1.5	20.1	75	150	27	50	29	35	16	35	49
2050	1.5	20.1	75	150	27	50	29	35	16	35	49
2100	1.5	20.1	75	150	27	50	29	35	16	35	49
2150	1.5	20.1	75	150	27	50	29	35	16	35	49
2200	1.5	16.7	75	100	20	36	16	35	16	35	48
2250	1.5	16.7	75	100	20	36	16	35	16	35	48
2300	1.5	16.7	75	100	20	36	16	35	16	35	48
2350	1.5	16.7	75	100	20	36	16	35	16	35	48
2400	1.5	16.7	75	100	20	36	16	35	16	35	48
2450	1.5	16.7	75	100	20	36	16	35	16	35	48
2500	1.5	16.7	75	100	20	36	16	35	16	35	48

* If requested 1.5 or 1.75 m/s for 400–550 kg. Please applied the data of 630 kg to below above table.





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

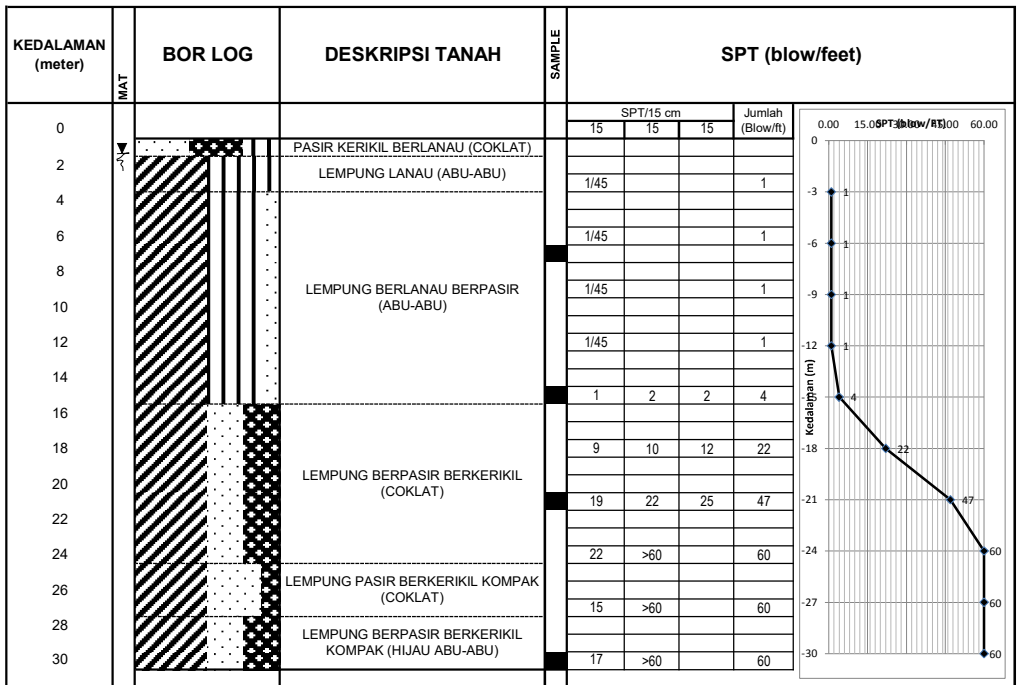
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111, Telp. 031 5994251-55 Psw 1140 Telp/Fax 031 592 8601, e-mail : tanah.its@gmail.com

LEGEND						MAT
	PASIR	LEMPUNG	LANAU	KERIKIL	BATU BARA	

KLIENT : PT. KOPEL LAHAN ANDALAN
PROYEK : PEMBANGUNAN APARTEMEN
LOKASI : JL. KENJERAN 504 SURABAYA
TITIK BOR No. : BH - 2

TANGGAL : 19 - 20 Agustus 2016
MASTER BOR : Ropii Cs
ELEVASI : ± 0.00 m - MT
MAT : - 1,15 m



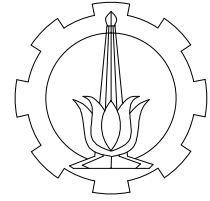


KLIJEN : PT. KOPEL LAHAN ANDALAN
PROYEK : PEMBANGUNAN APARTEMEN
LOKASI : JL. KENJERAN 504 SURABAYA

Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	ϕ	C _u	ϕ_u	C _d	ϕ_d	Su	Cu	
-7.50	0.00	18.45	81.55	65.98	29.46	36.52	*	*	*	0	*	*	*	0.05	*
-15.00	0.00	15.34	84.66	60.35	30.52	29.83	*	*	0.21	0	*	*	*	*	*
-21.50	12.12	13.77	74.11	54.13	26.54	27.59	*	*	3.12	0	*	*	*	*	*
-30.00	15.64	15.43	68.93	52.45	30.86	21.59	*	*	3.65	0	*	*	*	*	*

REMARK	G	S	S + Cl	LL	PL	IP	Cc	Ov	Sr	W _c	γ _t	γ _{sat}	γ _d	C _u	C _a	Su	φ	q _d	q _u	k	
	= Gravel (%)	= Sand (%)	= Silt + Clay (%)	= Liquid Limit (%)	= Plastic Limit (%)	= Plastic Index (%)	= Compression Index	= Coefficient of Consolidation (cm ² /det)	= Degree of saturation (%)	= Water content (%)	= Moisture density (gr/cc)	= Saturated density (gr/cc)	= Dry density (gr/cc)	= Cohesion of direct shear (kg/cm ²)	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm ²)	= Undrained cohesion (kg/cm ²)	= Strength of vane test (kg/cm ²)	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)	= Coefficient of permeability (cm/sec)



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017**

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

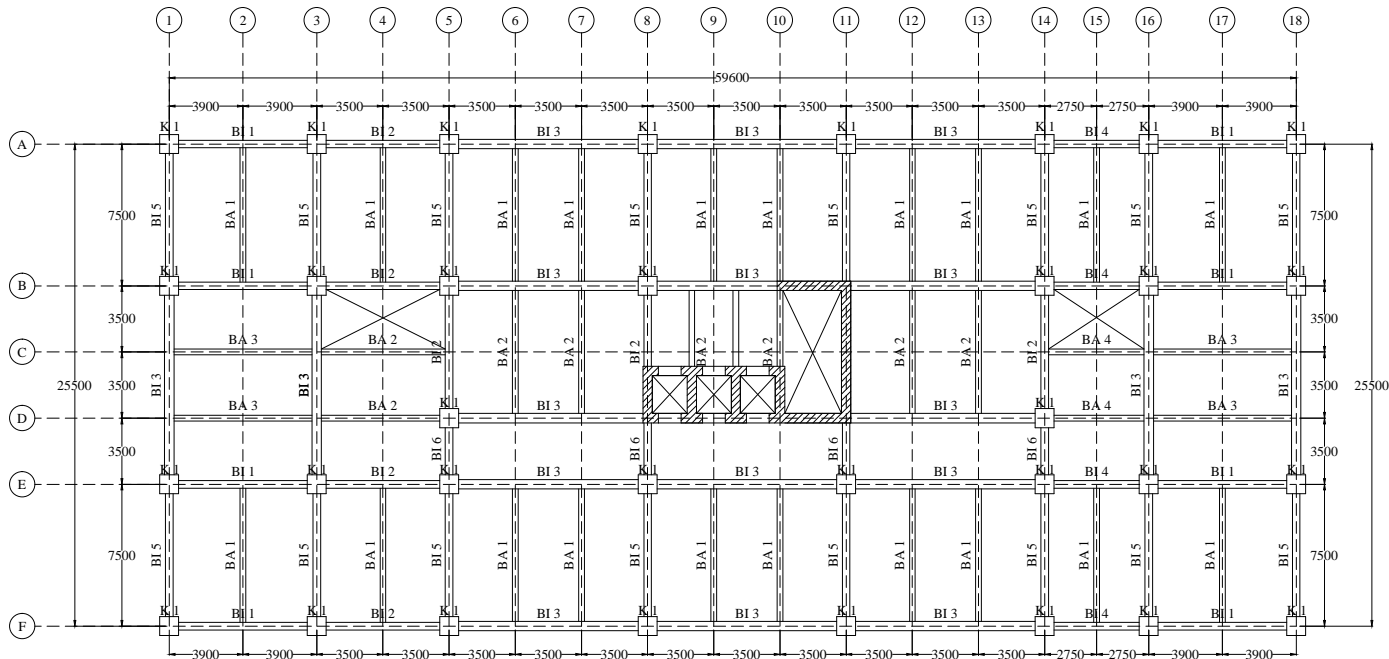
**Denah Lantai
1-5**

NO GAMBAR

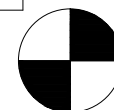
SKALA

1

1:400

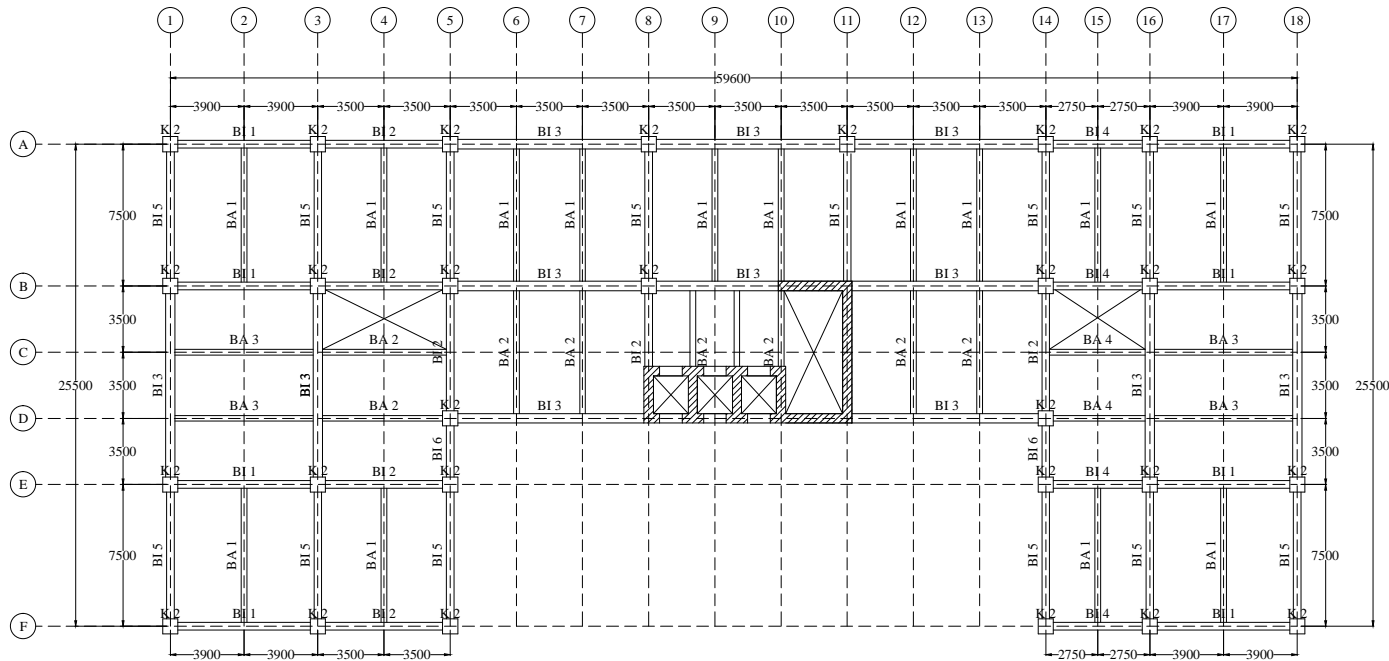


Balok Induk			Balok Anak		
No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)	No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)
1	BI1	400x700	1	BA1	300x550
2	BI2	400x700	2	BA2	300x550
3	BI3	500x750	3	BA3	300x550
4	BI4	400x700	4	BA4	300x550
5	BI5	400x700	Kolom		
6	BI6	400x700	No.	Tipe	Dimensi Kolom (mm)
			1	K1	1000x1000



Denah Lantai 1-5

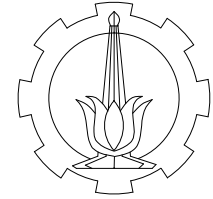
SKALA 1:400



Balok Induk			Balok Anak		
No.	Typ	Dimensi Balok (mm)	No.	Typ	Dimensi Balok (mm)
1	BI1	400x700	1	BA1	300x550
2	BI2	400x700	2	BA2	300x550
3	BI3	500x750	3	BA3	300x550
4	BI4	400x700	4	BA4	300x550
5	BI5	400x700	Kolom		
6	BI6	400x700	No.	Typ	Dimensi Kolom (mm)
			1	K2	800x800



Denah Lantai 6-12
SKALA 1:400



Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

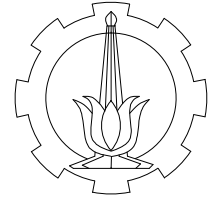
Denah Lantai
6-12

NO GAMBAR

SKALA

2

1:400



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017**

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

**Detail Penulangan
Kolom K1**

NO GAMBAR

SKALA

3

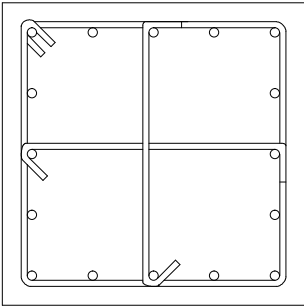
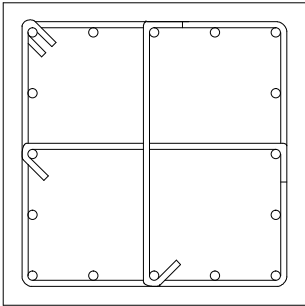
1:20

TIPE	K1 (1000 mm x 1000 mm)	
	Tumpuan	Lapangan
Basement - LT.4		
TULANGAN	24D25	24D25
SENGKANG	5D16-100	5D16-150



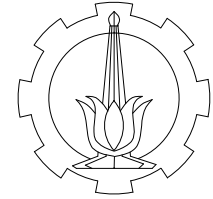
Detail Penulangan Kolom K1

SKALA 1:20

TIPE	K2 (800 mm x 800 mm)	
	Tumpuan	Lapangan
LT. 5 - Atap		
TULANGAN	16D25	16D25
SENGKANG	3D16-100	3D16-150



Detail Penulangan Kolom K2
SKALA 1:20



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

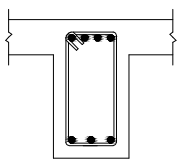
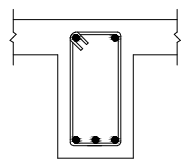
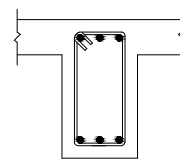
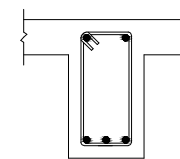
Detail Penulangan
Kolom K2

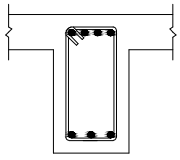
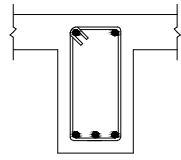
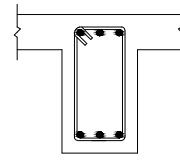
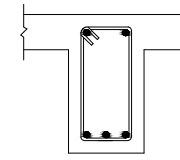
NO GAMBAR

SKALA

4

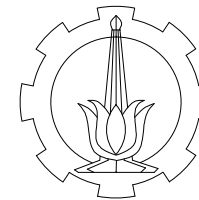
1:20

TIPE	BA 1		BA 2	
DIMENSI B X H (mm)	300 x 550		300 x 550	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
BENTANG	7,5 m		7 m	
DECKING	50 mm		50 mm	
TUL. ATAS	4 D25	2 D25	3 D25	2 D25
TUL. TENGAH	3 D25	3 D25	3 D25	3 D25
SENGKANG	D10 - 100 mm		D10 - 100 mm	

TIPE	BA 3		BA 4	
DIMENSI B X H (mm)	300 x 550		300 x 550	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
BENTANG	7,8 m		5,5 m	
DECKING	50 mm		50 mm	
TUL. ATAS	4 D25	2 D25	2 D25	2 D25
TUL. TENGAH	3 D25	3 D25	2 D25	2 D25
SENGKANG	D10 - 100 mm		D10 - 100 mm	



Detail Penulangan Balok Anak
SKALA 1:30



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

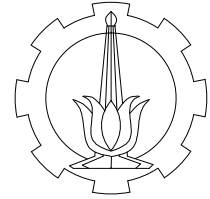
Detail Penulangan
Balok Anak

NO GAMBAR

SKALA

5

1:30



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

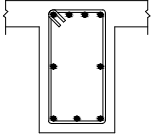
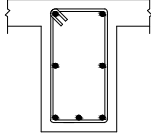
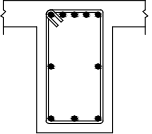
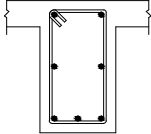
Detail Penulangan
Balok BI 1 dan BI 2

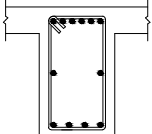
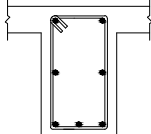
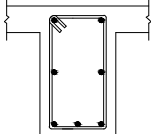
NO GAMBAR

SKALA

6

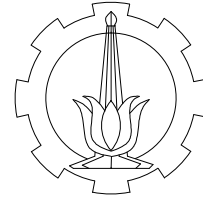
1:40

TIPE	BI 1 PETA GEMPA INDONESIA 2010		BI 1 PETA GEMPA INDONESIA 2017	
DIMENSI B X H (mm)	400 x 700		400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
BENTANG	7,8 m		7,8 m	
DECKING	50 mm		50 mm	
TUL. ATAS	4 D25	2 D25	5 D25	2 D25
TUL. TENGAH	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25
TUL. BAWAH	3 D25	3 D25	3 D25	3 D25
SENGKANG	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 200 mm	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 200 mm

TIPE	BI 2 PETA GEMPA INDONESIA 2010		BI 2 PETA GEMPA INDONESIA 2017	
DIMENSI B X H (mm)	400 x 700		400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
BENTANG	7 m		7 m	
DECKING	50 mm		50 mm	
TUL. ATAS	6 D25	2 D25	6 D25	2 D25
TUL. TENGAH	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25
TUL. BAWAH	4 D25	3 D25	5 D25	3 D25
SENGKANG	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 200 mm	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 200 mm



Detail Penulangan Balok BI 1 dan BI 2
SKALA 1:40



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017**

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

**Detail Penulangan
Balok BI 3 dan BI 4**

NO GAMBAR

SKALA

7

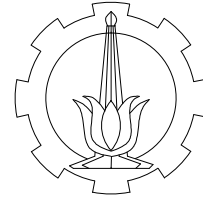
1:40

TIPE	BI 3 PETA GEMPA INDONESIA 2010		BI 3 PETA GEMPA INDONESIA 2017	
DIMENSI B X H (mm)	500 x 750		500 x 750	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
BENTANG	10,5 m		7,8 m	
DECKING	50 mm		50 mm	
TUL. ATAS	10 D25	3 D25	11 D25	3 D25
TUL. TENGAH	4 D25	4 D25	4 D25	4 D25
TUL. BAWAH	5 D25	5 D25	5 D25	5 D25
SENGKANG	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 200 mm	2 D13 - 50 mm	2 D13 - 200 mm
PRESENTASE PENINGKATAN				
	TUMPUAN		LAPANGAN	
	10 %		0 %	
	0 %		0 %	
	0 %		0 %	
	100 %		0 %	

TIPE	BI 4 PETA GEMPA INDONESIA 2010		BI 4 PETA GEMPA INDONESIA 2017	
DIMENSI B X H (mm)	400 x 700		400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
BENTANG	5,5 m		5,5 m	
DECKING	50 mm		50 mm	
TUL. ATAS	4 D25	2 D25	4 D25	2 D25
TUL. TENGAH	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25
TUL. BAWAH	2 D25	2 D25	3 D25	2 D25
SENGKANG	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 200 mm	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 200 mm
PRESENTASE PENINGKATAN				
	TUMPUAN		LAPANGAN	
	0 %		0 %	
	0 %		0 %	
	50 %		0 %	



Detail Penulangan Balok BI 3 dan BI 4
SKALA 1:40



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017**

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

**Detail Penulangan
Balok BI 5 dan BI 6**

NO GAMBAR

SKALA

8

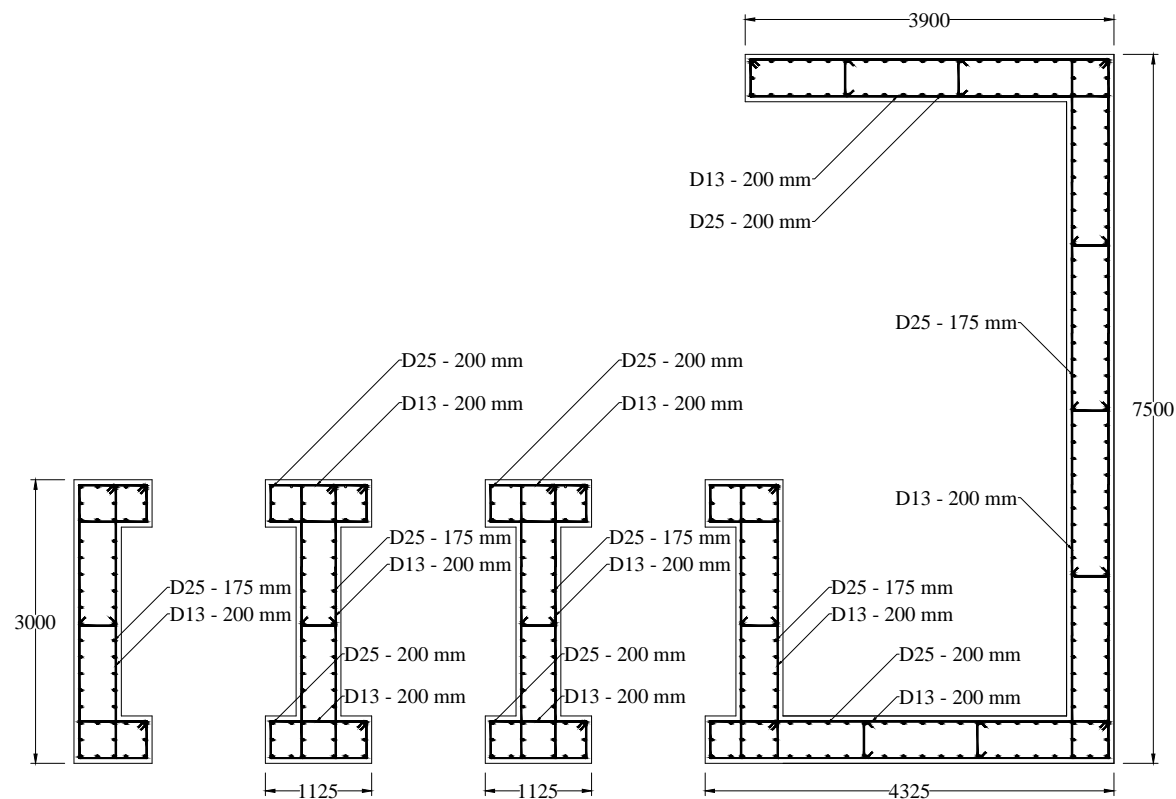
1:40

TIPE	BI 5 PETA GEMPA INDONESIA 2010		BI 5 PETA GEMPA INDONESIA 2017	
DIMENSI B X H (mm)	400 x 700		400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
BENTANG	7,5 m		7,5 m	
DECKING	50 mm		50 mm	
TUL. ATAS	6 D25	2 D25	6 D25	2 D25
TUL. TENGAH	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25
TUL. BAWAH	5 D25	2 D25	5 D25	2 D25
SENGKANG	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 200 mm	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 200 mm

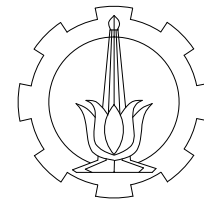
TIPE	BI 6 PETA GEMPA INDONESIA 2010		BI 6 PETA GEMPA INDONESIA 2017	
DIMENSI B X H (mm)	400 x 700		400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
BENTANG	3,5 m		3,5 m	
DECKING	50 mm		50 mm	
TUL. ATAS	7 D25	3 D25	8 D25	3 D25
TUL. TENGAH	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25
TUL. BAWAH	5 D25	5 D25	5 D25	5 D25
SENGKANG	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 125 mm	2 D13 - 100 mm	2 D13 - 125 mm



Detail Penulangan Balok BI 5 dan BI 6
SKALA 1:40



Detail Penulangan Dinding Geser
SKALA 1:80



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

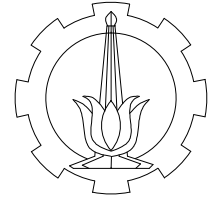
Detail Penulangan
Dinding Geser

NO GAMBAR

SKALA

9

1:80



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

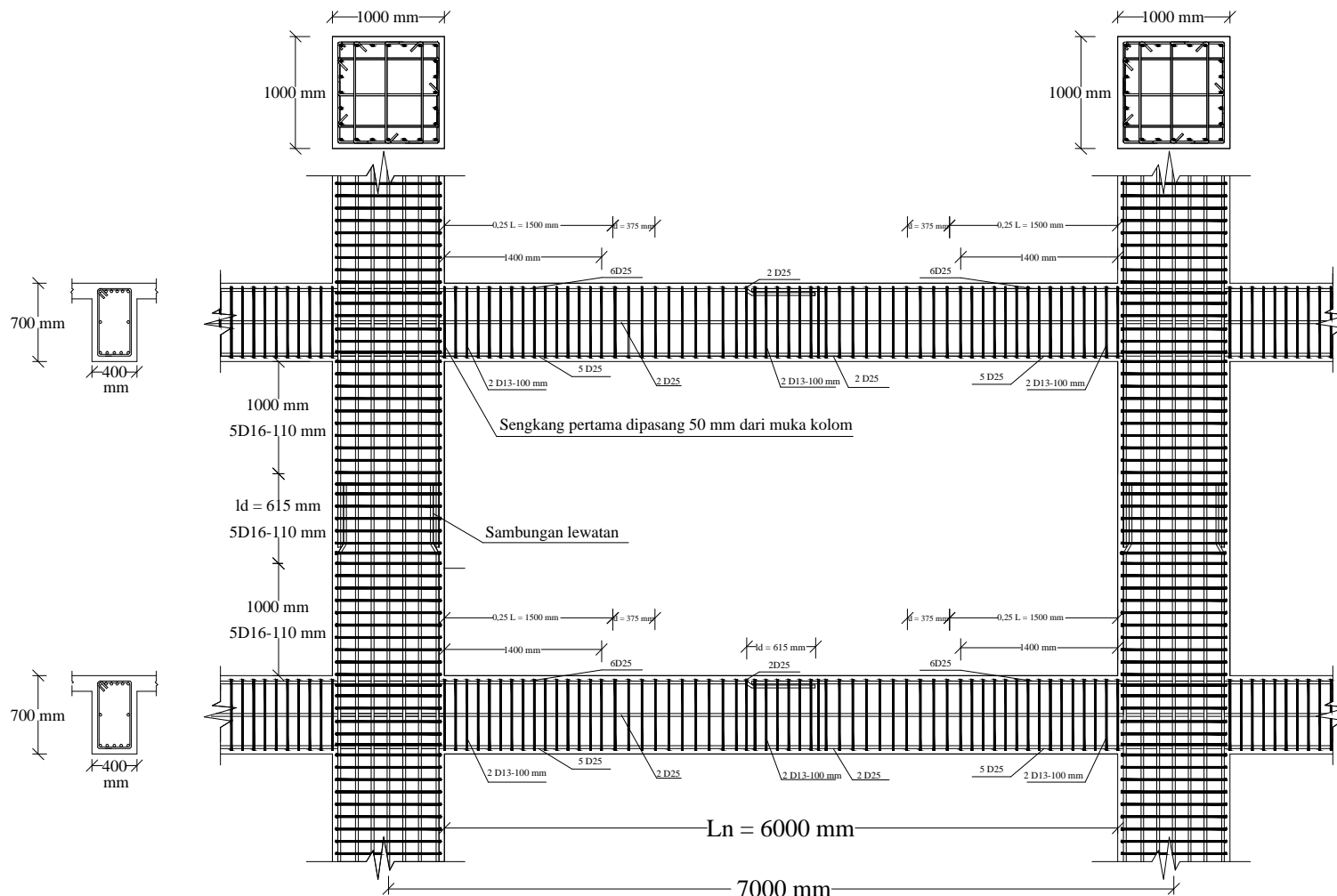
Hubungan Balok
Kolom

NO GAMBAR

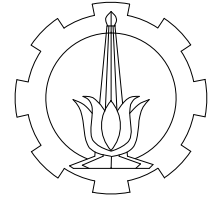
SKALA

10

1:60



Hubungan Balok Kolom
SKALA 1:60



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

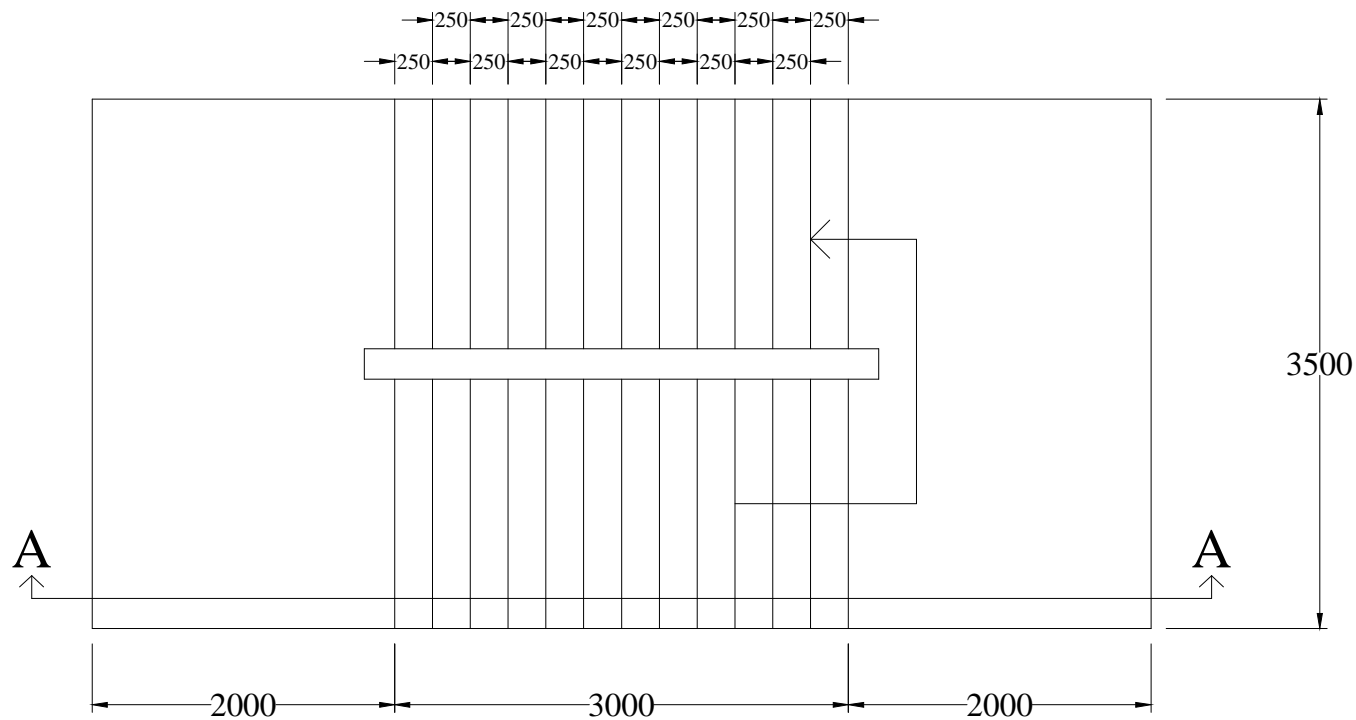
Denah Tangga

NO GAMBAR

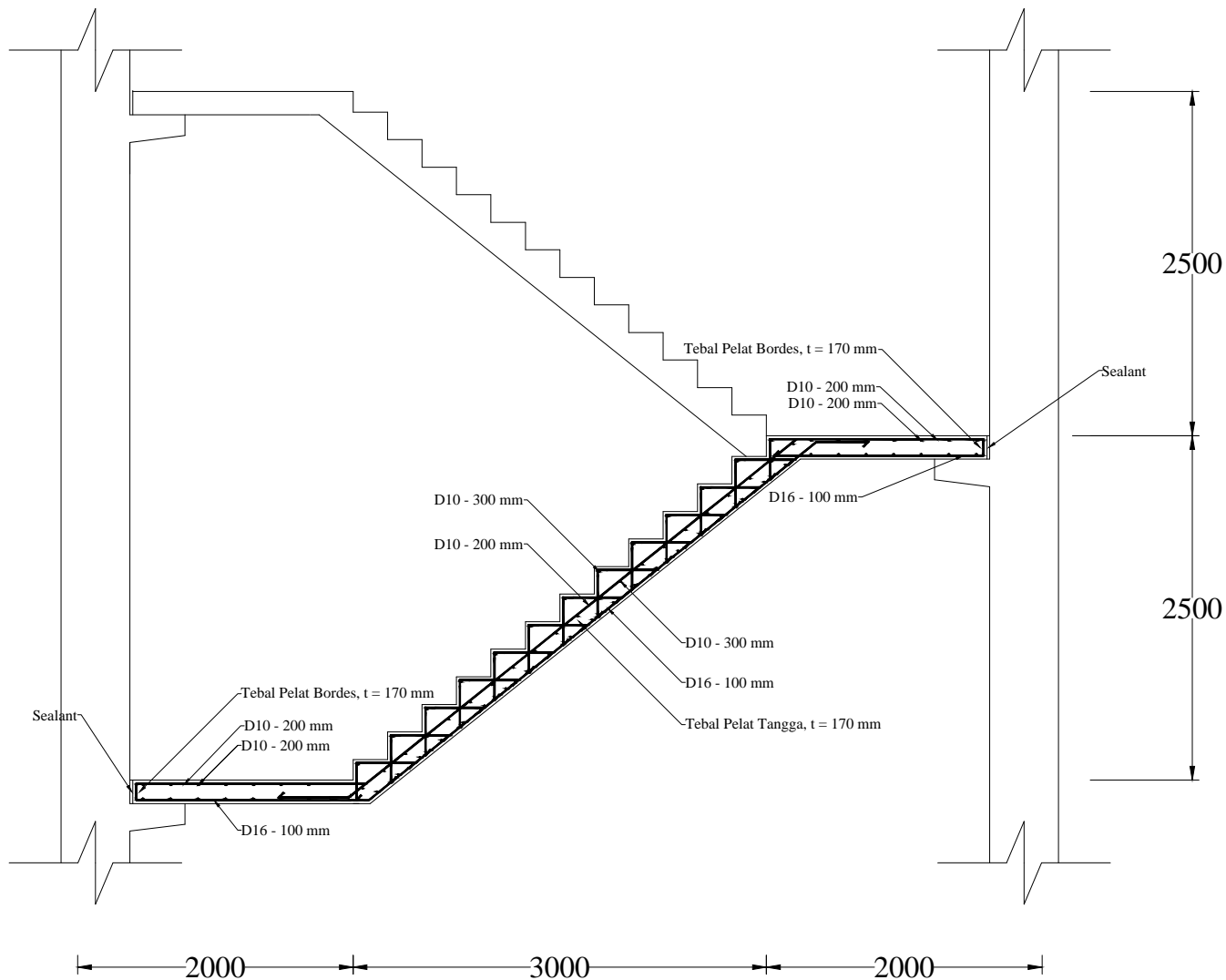
SKALA

11

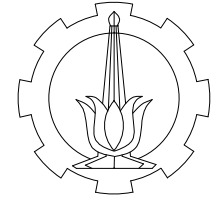
1:50



Denah Tangga
SKALA 1:50



Potongan A-A Tangga
SKALA 1:50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

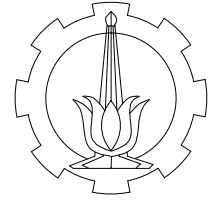
Potongan A-A
Tangga

NO GAMBAR

SKALA

12

1:50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017**

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

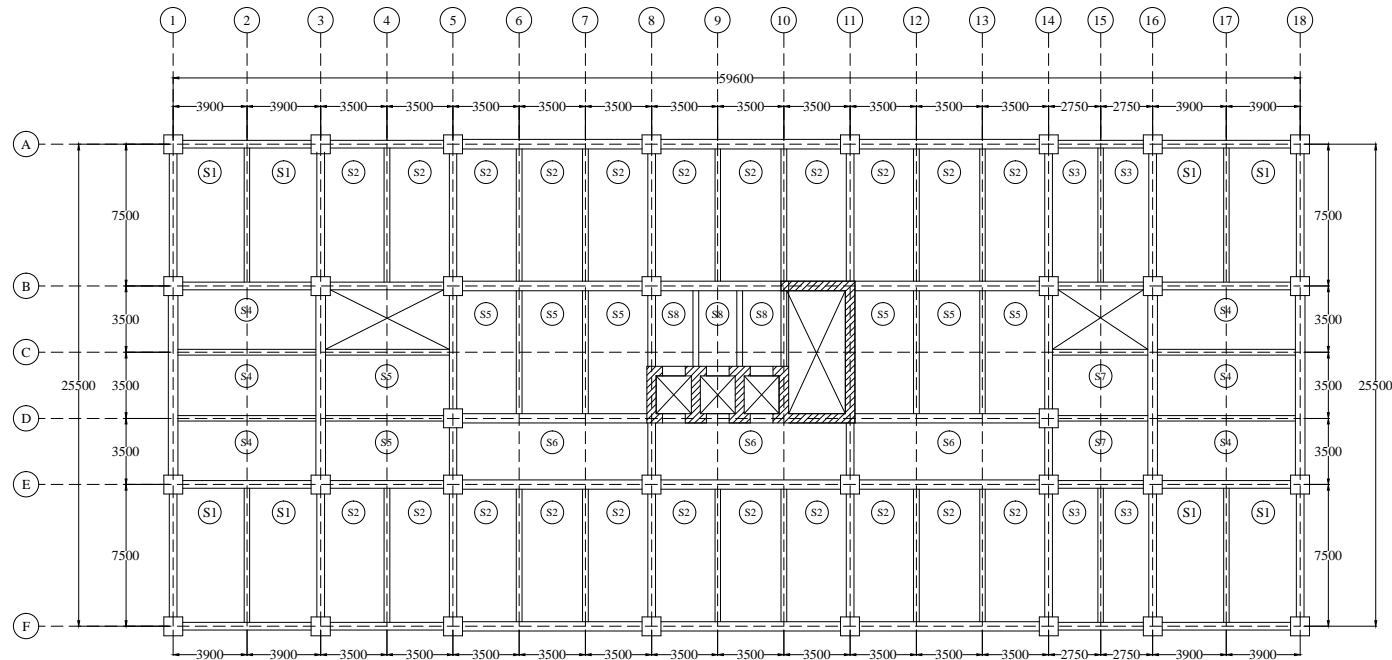
**Denah Pelat Lt.
1-5**

NO GAMBAR

SKALA

13

1:400

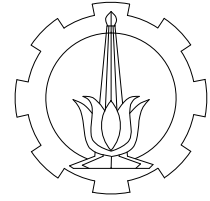


Pelat			Pelat		
No.	Tipe	Dimensi Pelat (mm)	No.	Tipe	Dimensi Pelat (mm)
1	S1	3900x7500	5	S5	3500x7000
2	S2	3500x7500	6	S6	3500x10500
3	S3	2750x7500	7	S7	3500x5500
4	S4	3500x7800	8	S8	2337,5x4500



Denah Pelat Lt. 1-5

SKALA 1:400



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017**

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

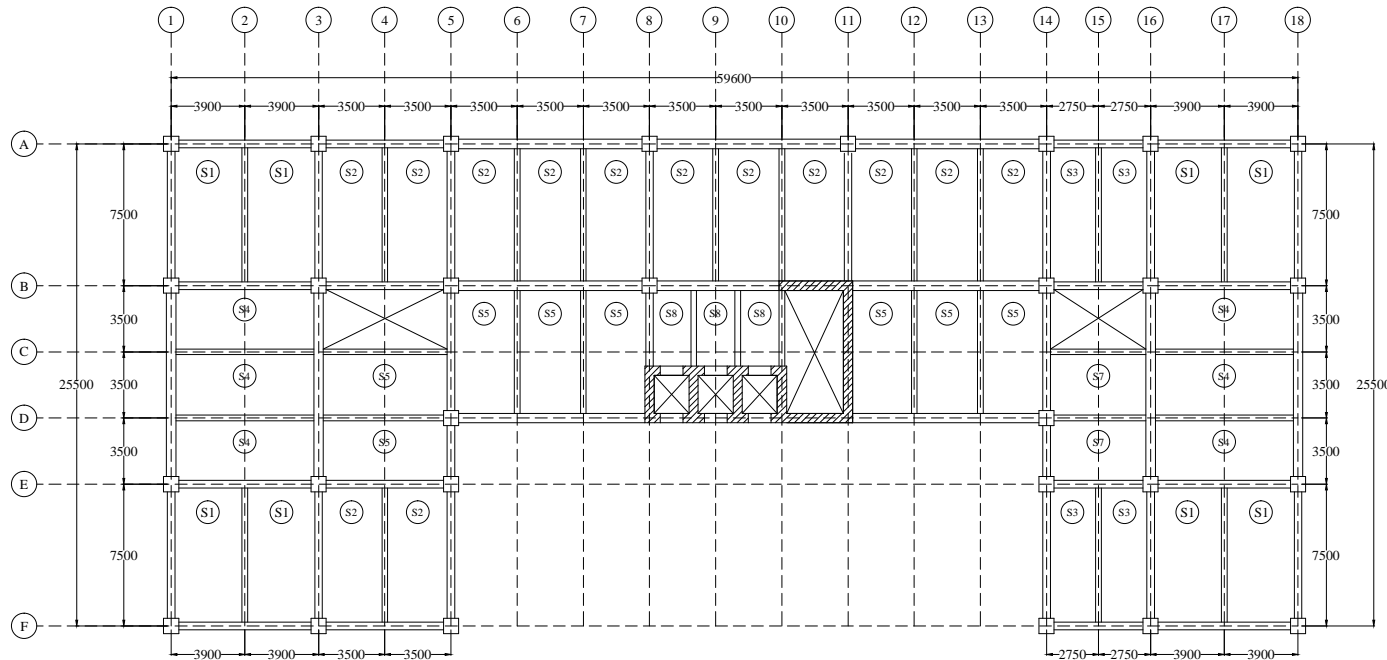
**Denah Pelat Lt.
6-12**

NO GAMBAR

SKALA

14

1:400

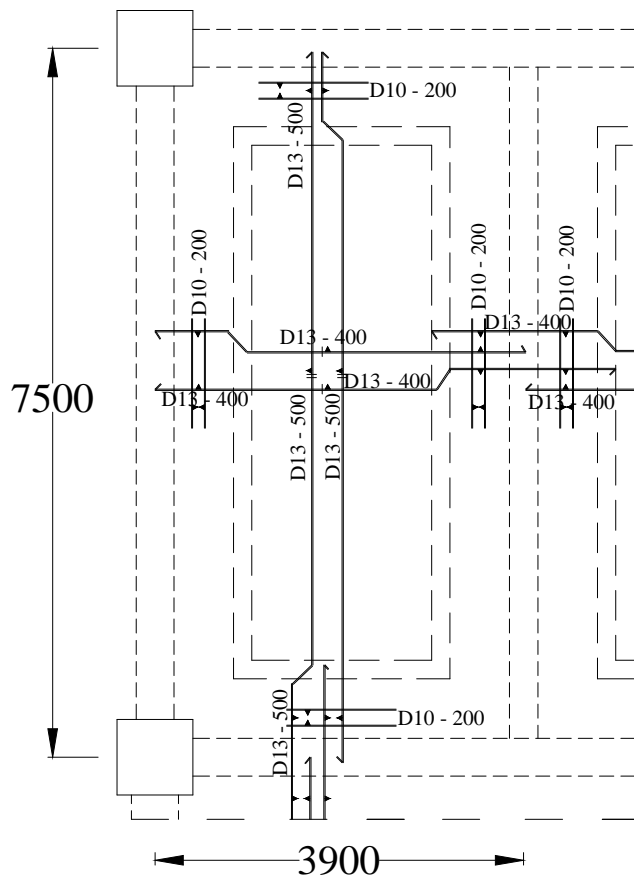


Pelat			Pelat		
No.	Tipe	Dimensi Pelat (mm)	No.	Tipe	Dimensi Pelat (mm)
1	S1	3900x7500	5	S5	3500x7000
2	S2	3500x7500	6	S6	3500x10500
3	S3	2750x7500	7	S7	3500x5500
4	S4	3500x7800	8	S8	2337,5x4500

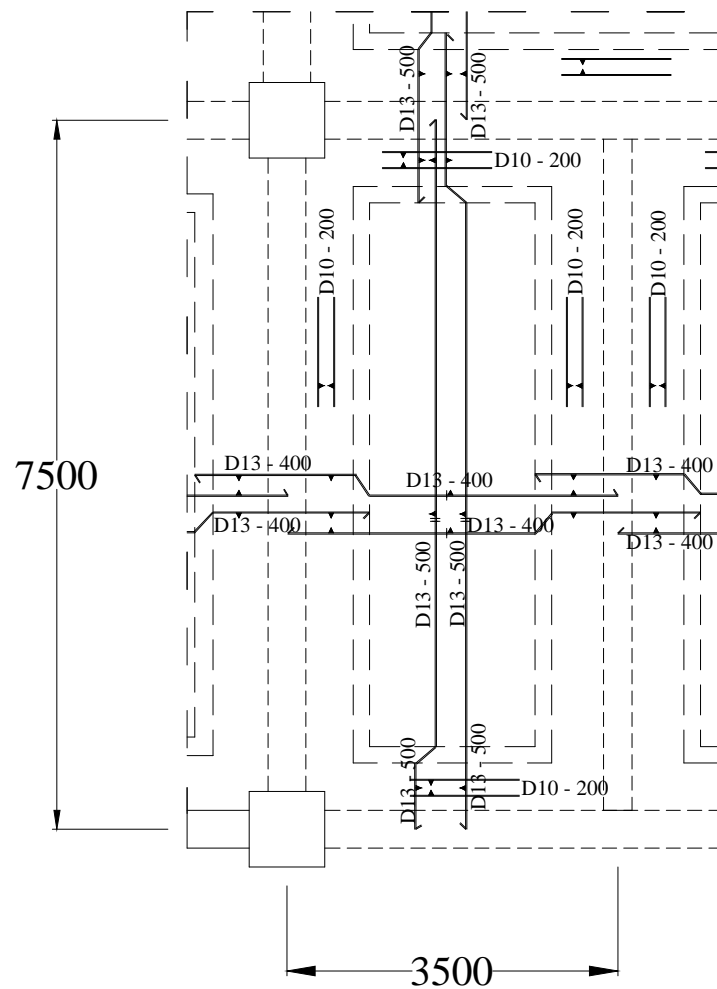


Denah Pelat Lt. 6-12

SKALA 1:400



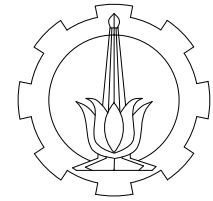
S1



S2



Penulangan Pelat S1 dan S2
SKALA 1:80



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

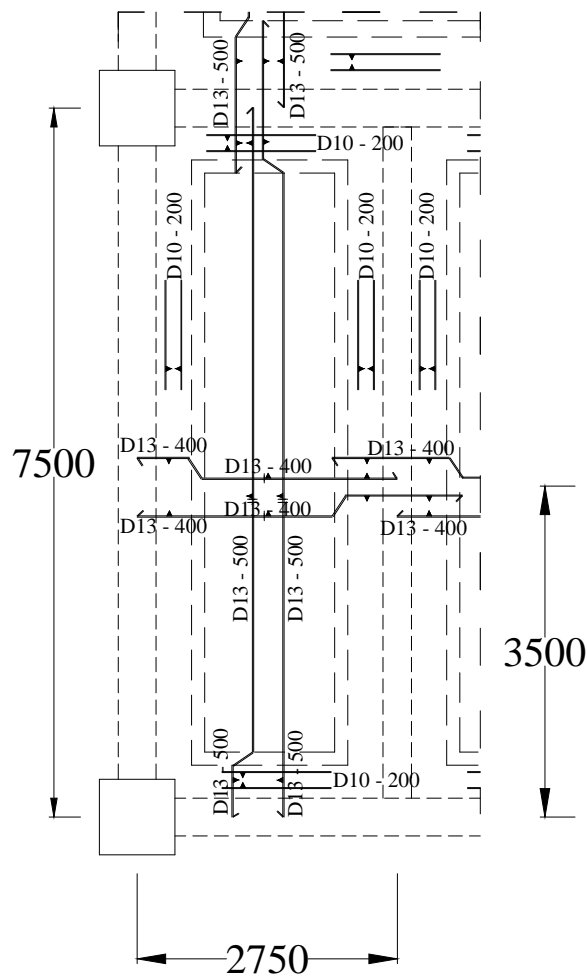
Penulangan Pelat
S1 dan S2

NO GAMBAR

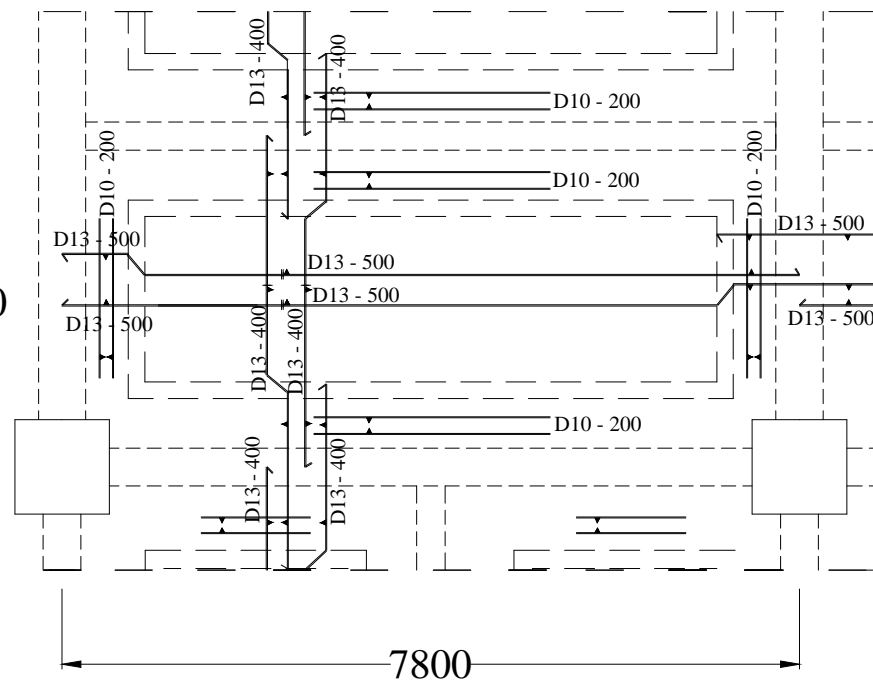
SKALA

15

1:80



S3

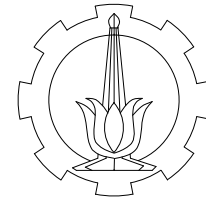


S4



Penulangan Pelat S3 dan S4

SKALA 1:80



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR


Penulangan Pelat
S3 dan S4

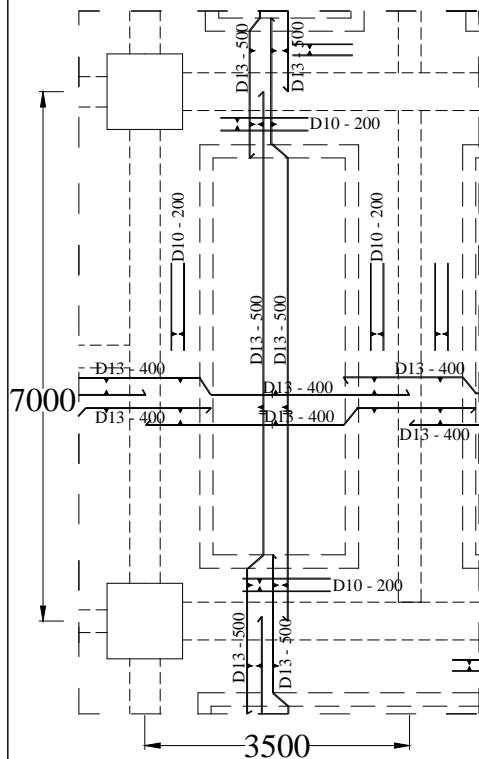
NO GAMBAR

SKALA

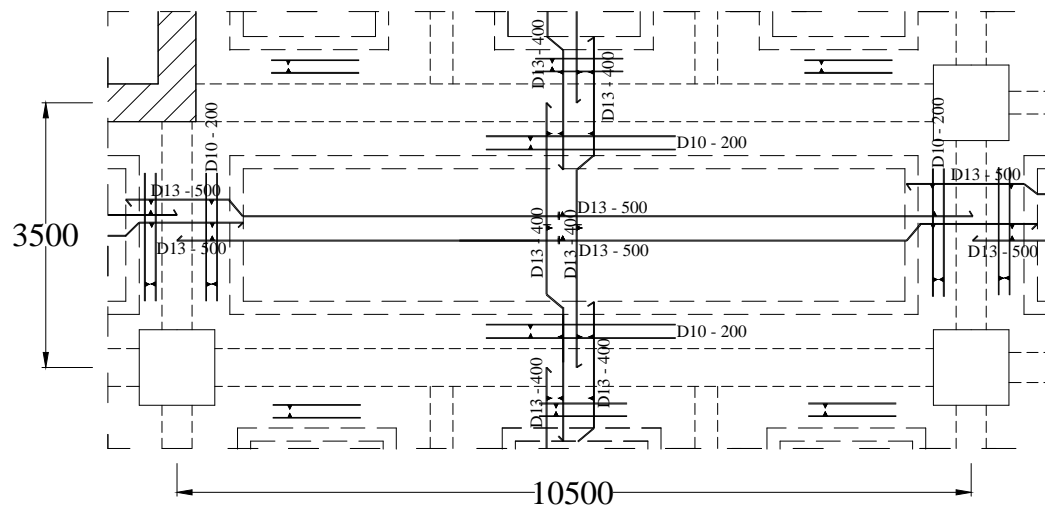
16

1:80

			
		DOSEN PEMBIMBING	
		Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D. Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.	
		JUDUL TUGAS AKHIR	
		PERBANDINGAN PERHITUNGAN STRUKTUR GEDUNG THE ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2 MENGGUNAKAN PETA ZONASI GEMPA INDONESIA TAHUN 2010 DAN PETA ZONASI GEMPA INDONESIA TAHUN 2017	
		NAMA MAHASISWA	
		ANDREAS SATYA PUTRA	
		NRP	
		03111540000056	
		JUDUL GAMBAR	
		Penulangan Pelat S5 dan S6	
		NO GAMBAR	SKALA
		17	1:100



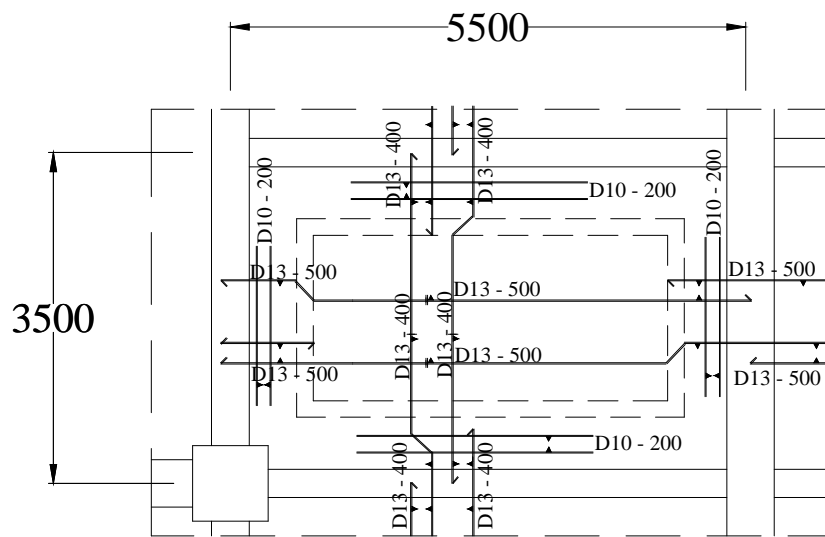
S5



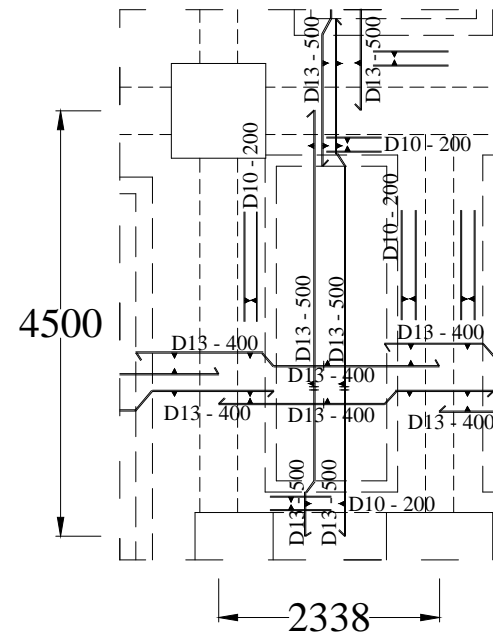
S6



Penulangan Pelat S5 dan S6
SKALA 1:100



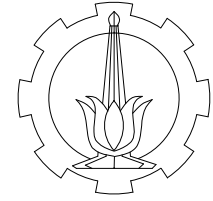
S7



S8



Penulangan Pelat S7 dan S8
SKALA 1:80



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

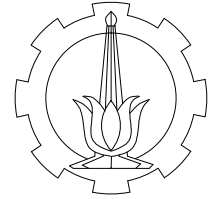
Penulangan Pelat
S7 dan S8

NO GAMBAR

SKALA

18

1:80



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

**PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017**

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

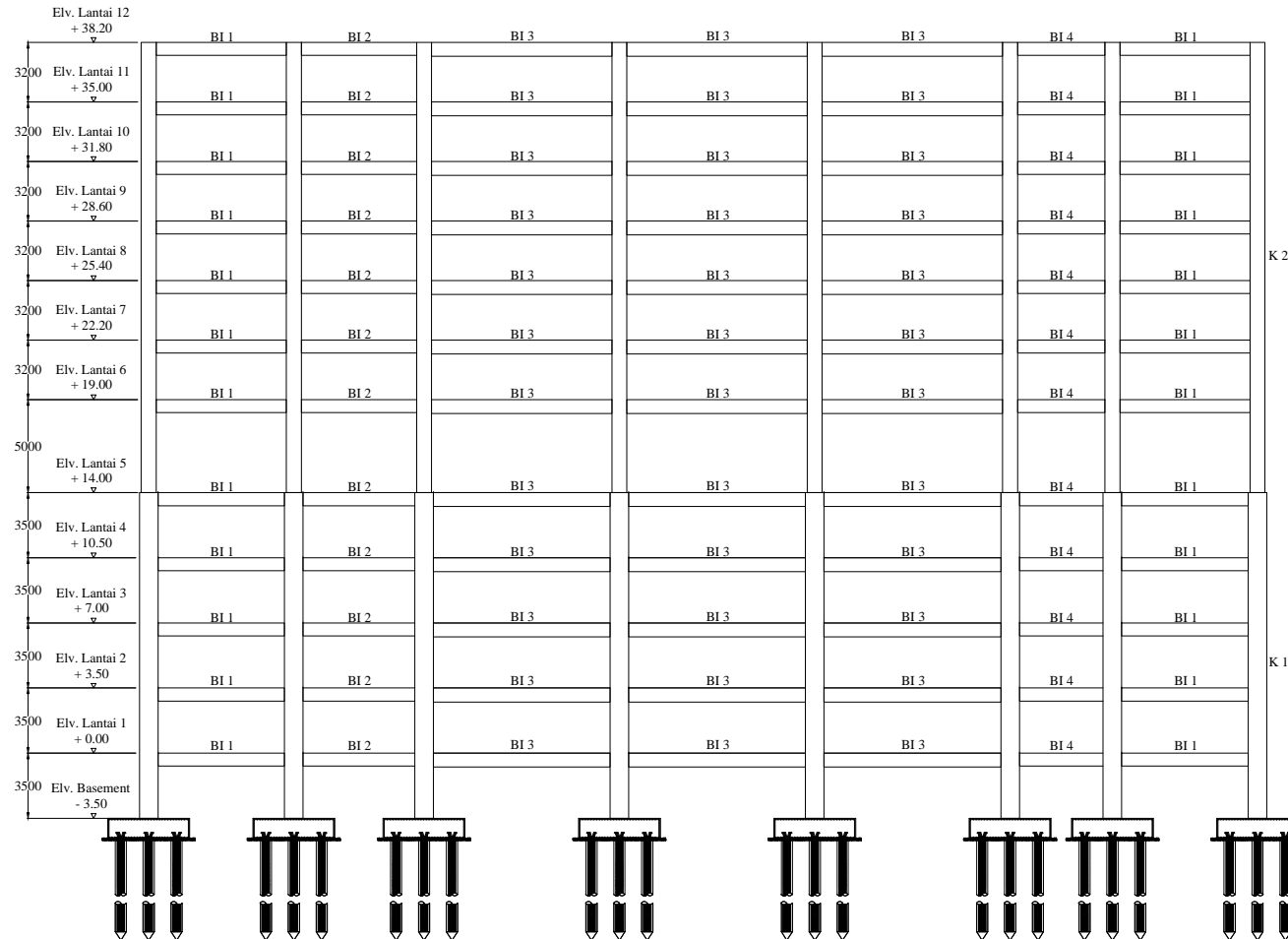
**Potongan
Memanjang**

NO GAMBAR

SKALA

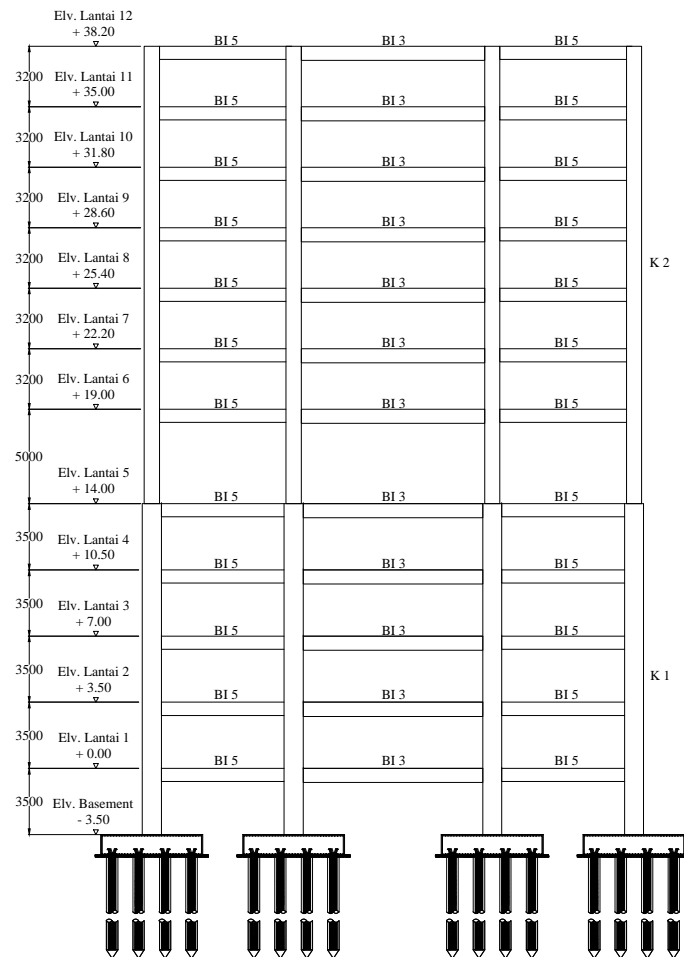
19

1:400

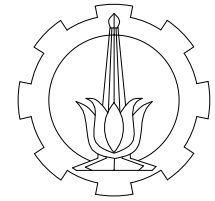


Potongan Memanjang

SKALA 1:400



Potongan Melintang
SKALA 1:400



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

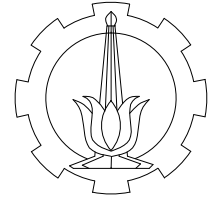
Potongan
Melintang

NO GAMBAR

SKALA

20

1:400



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

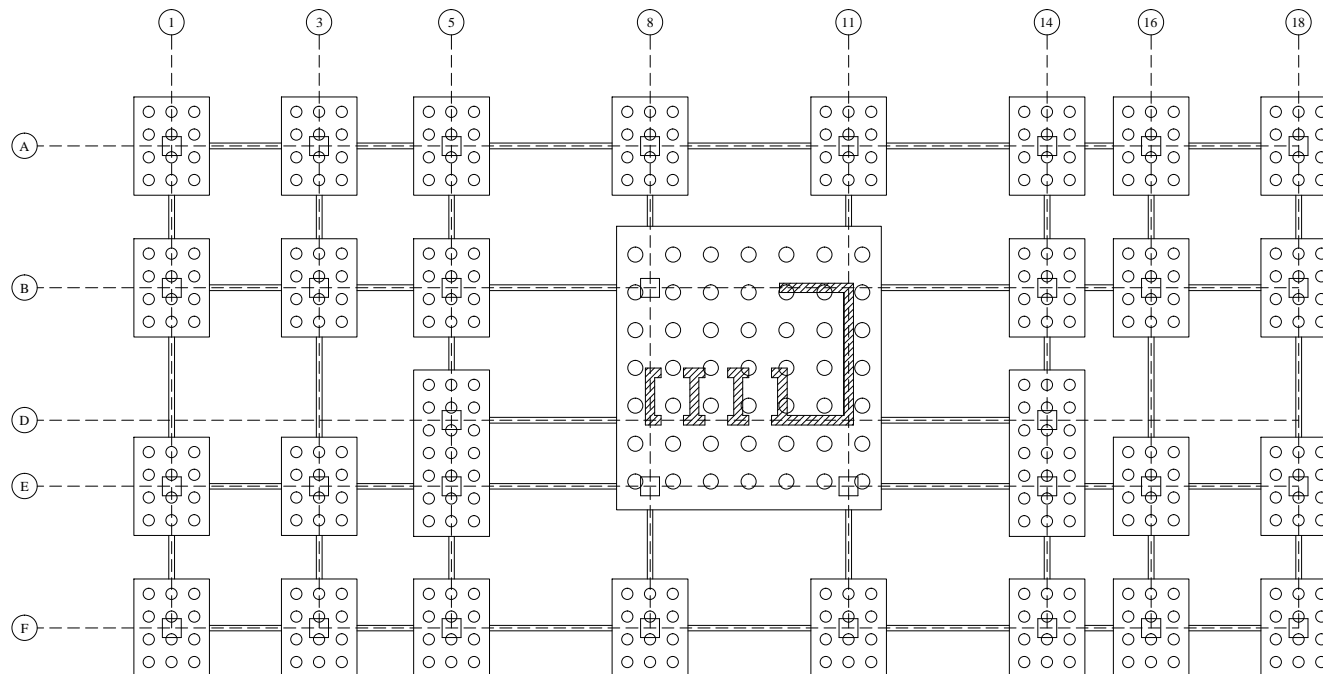
Denah Pondasi

NO GAMBAR

SKALA

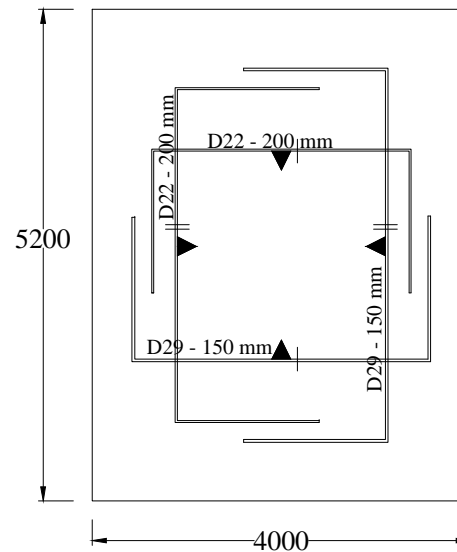
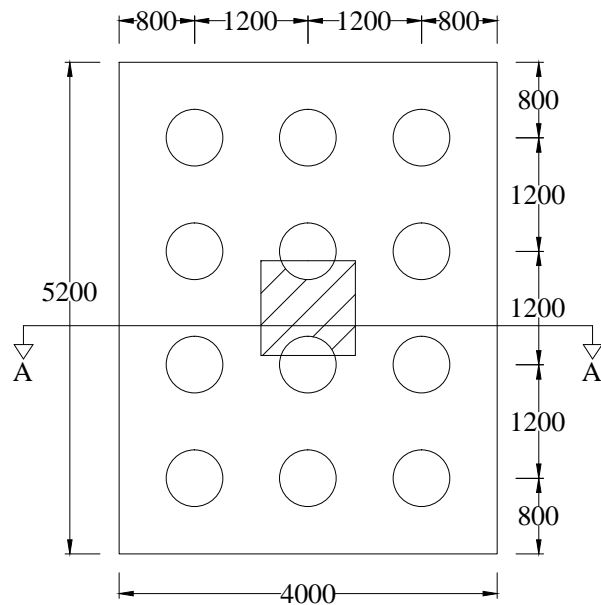
21

1:400

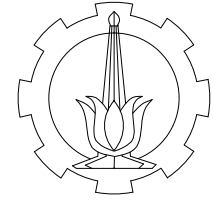


Denah Pondasi

SKALA 1:400



Poer Tipe 1 dan Penulangan Poer Tipe 1
SKALA 1:80



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

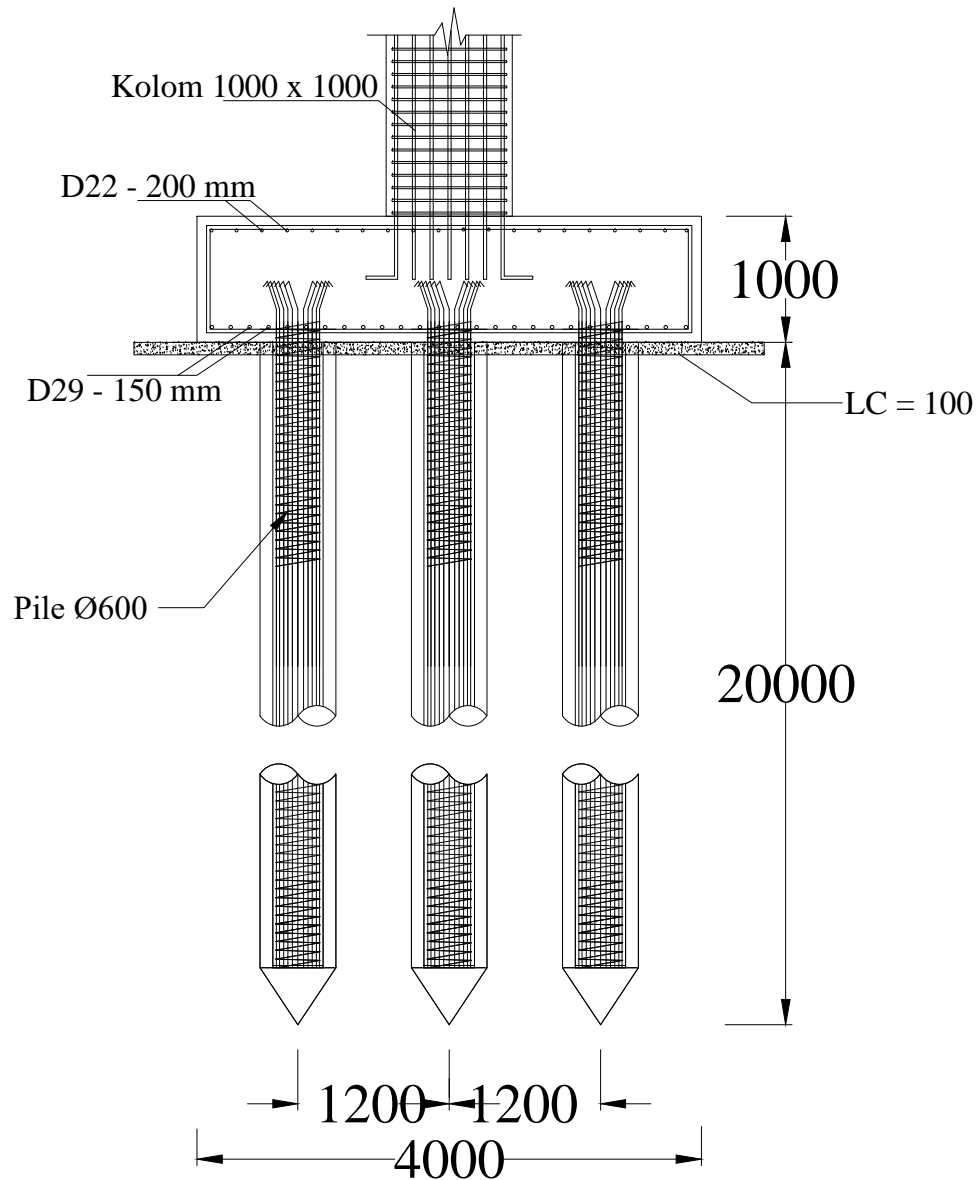
Poer Tipe 1 dan
Penulangan Poer Tipe 1

NO GAMBAR

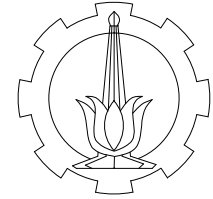
SKALA

22

1:80



Potongan A-A Poer Tipe 1
SKALA 1:60



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

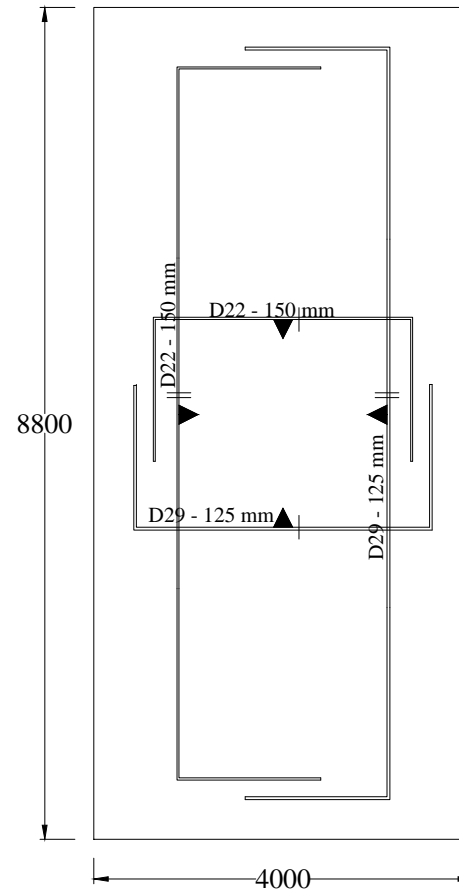
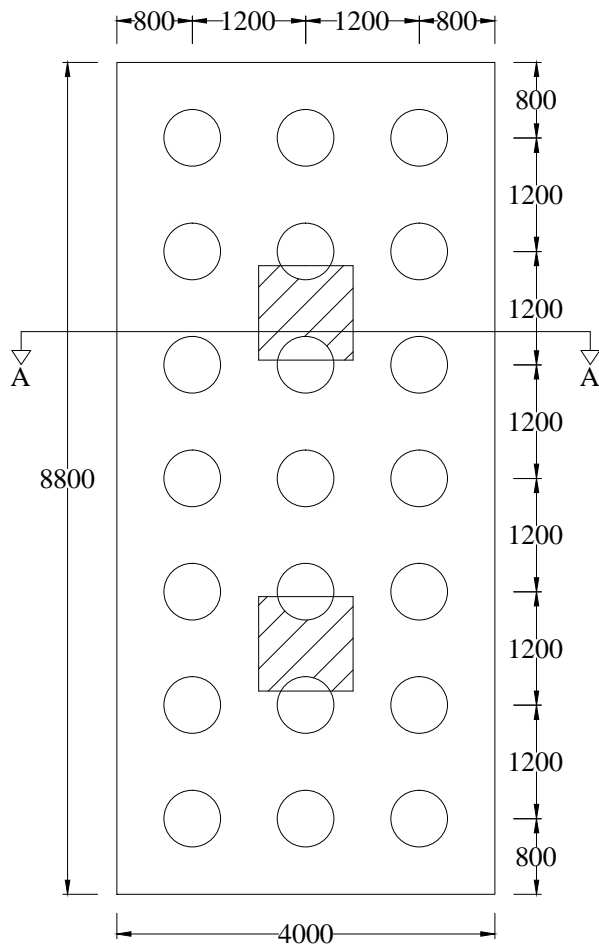
Potongan A-A Poer
Tipe 1

NO GAMBAR

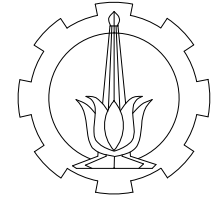
SKALA

23

1:60



Poer Tipe 2 dan Penulangan Poer Tipe 2
SKALA 1:80



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

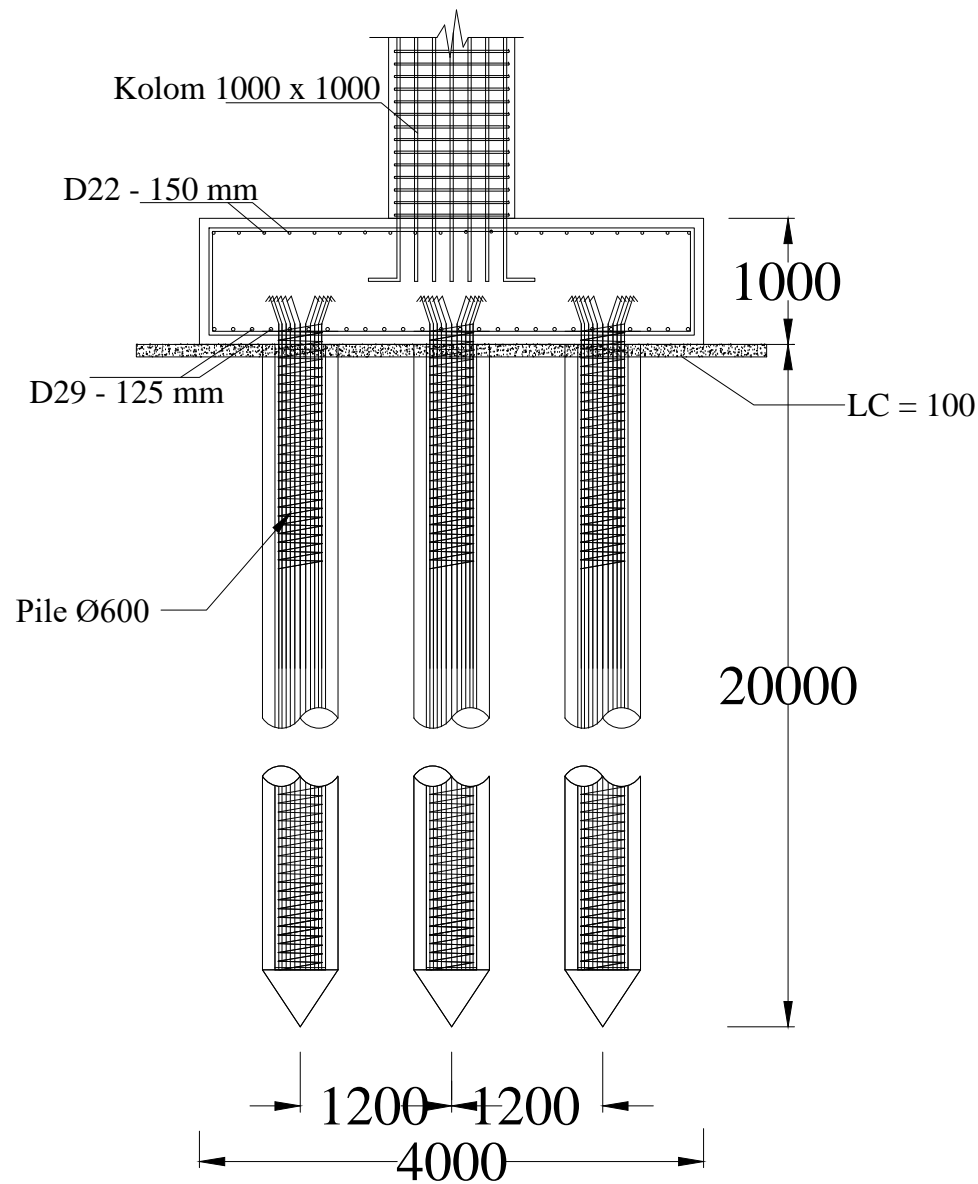
Poer Tipe 2 dan
Penulangan Poer Tipe 2

NO GAMBAR

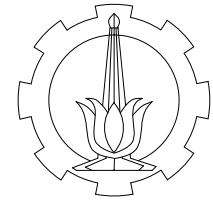
SKALA

24

1:80



Potongan A-A Poer Tipe 2
SKALA 1:60



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

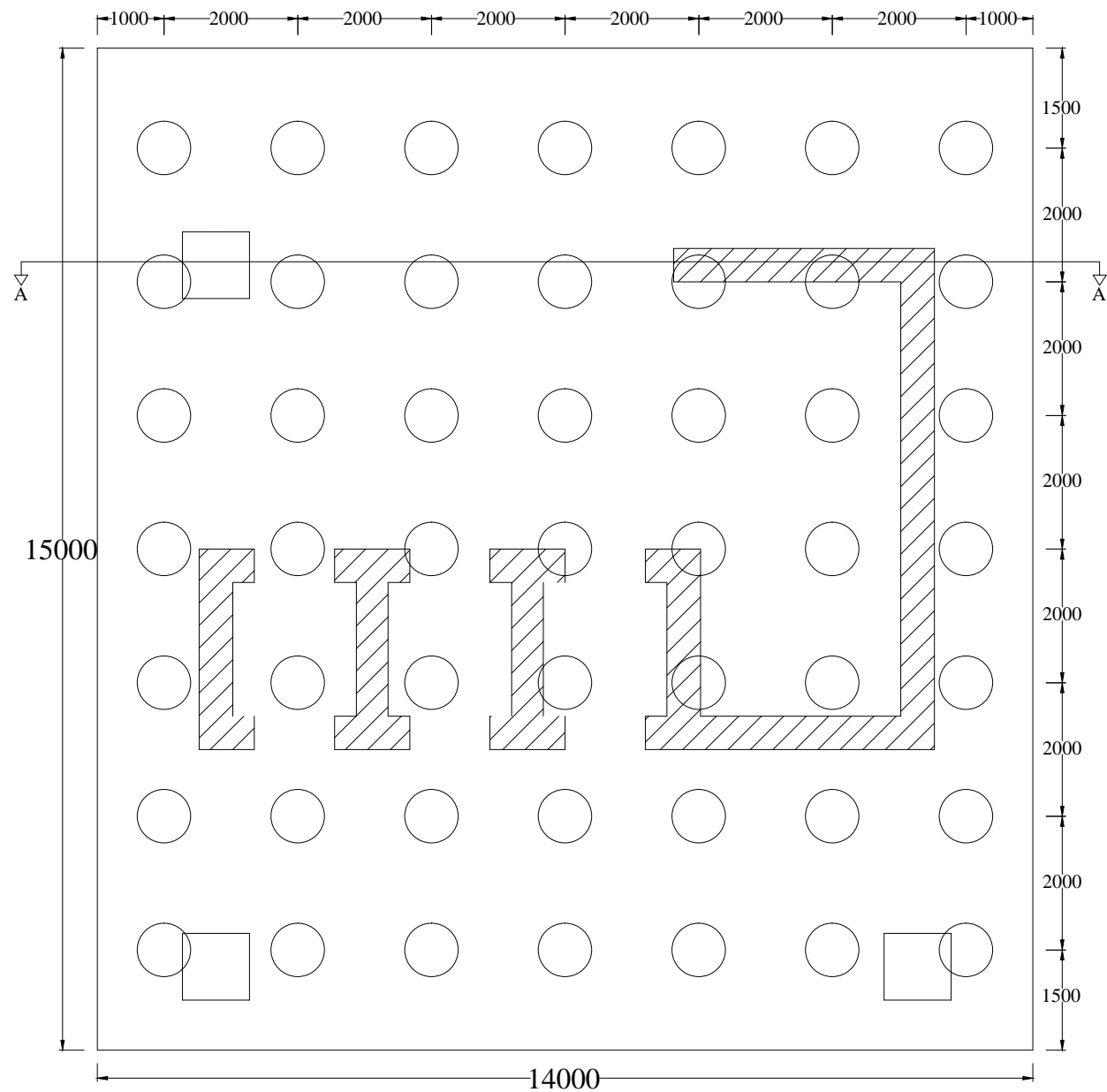
Potongan A-A Poer
Tipe 2

NO GAMBAR

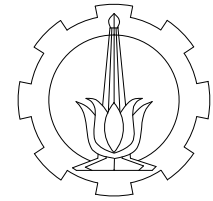
SKALA

25

1:60



Poer Tipe 3
SKALA 1:100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

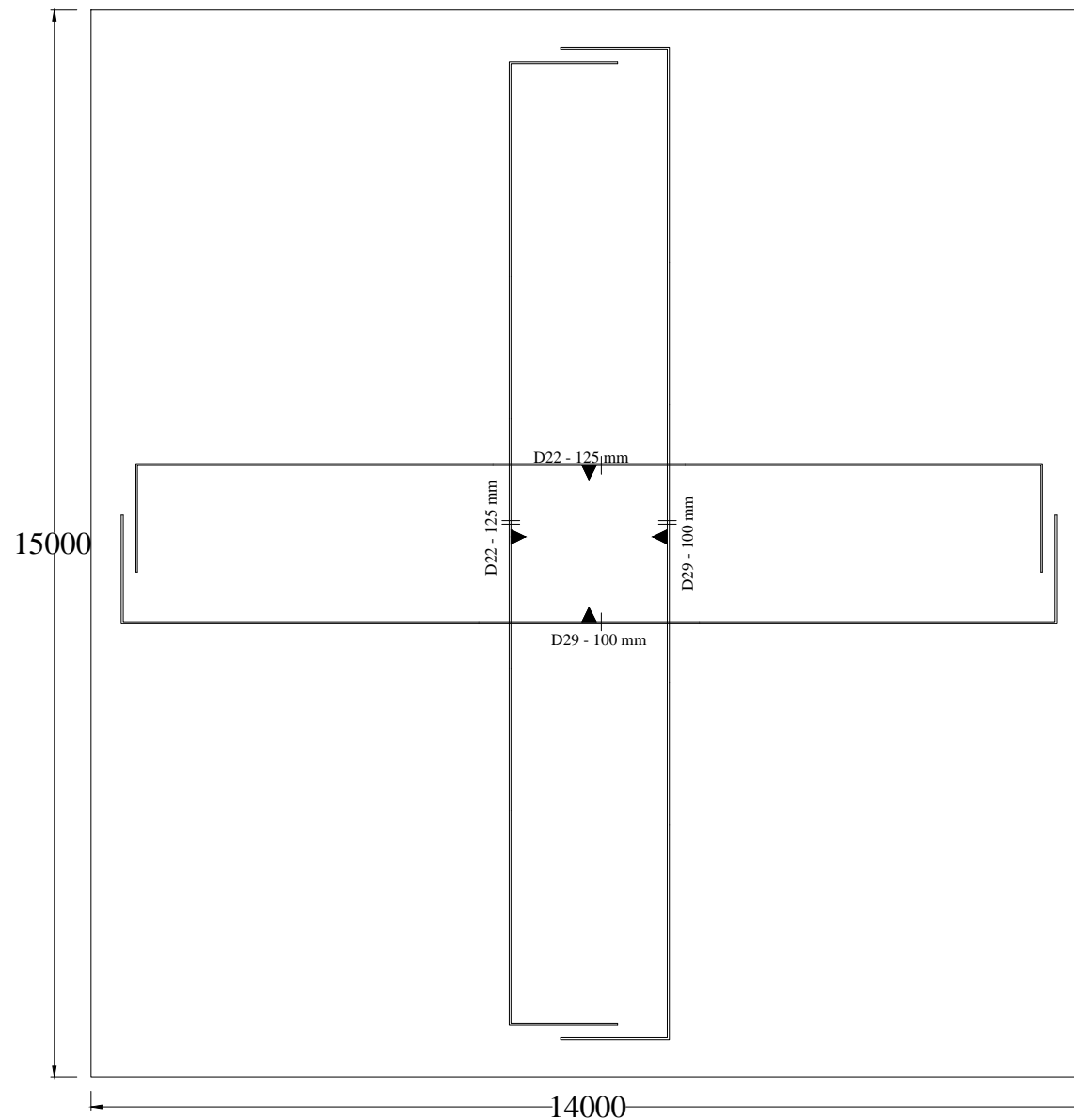
Poer Tipe 3

NO GAMBAR

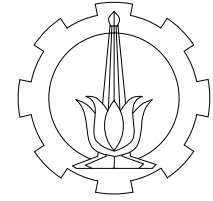
SKALA

26

1:100



Penulangan Poer Tipe 3
SKALA 1:100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

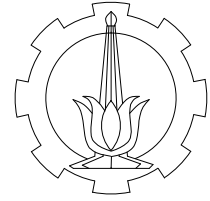
Penulangan Poer
Tipe 3

NO GAMBAR

SKALA

27

1:100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.
Dr. Ir. Djoko Irawan, M.S.

JUDUL TUGAS AKHIR

PERBANDINGAN PERHITUNGAN
STRUKTUR GEDUNG THE
ARUNDAYA SURABAYA TOWER 2
MENGUNAKAN PETA ZONASI
GEMPA INDONESIA TAHUN 2010
DAN PETA ZONASI GEMPA
INDONESIA TAHUN 2017

NAMA MAHASISWA

ANDREAS SATYA PUTRA

NRP

03111540000056

JUDUL GAMBAR

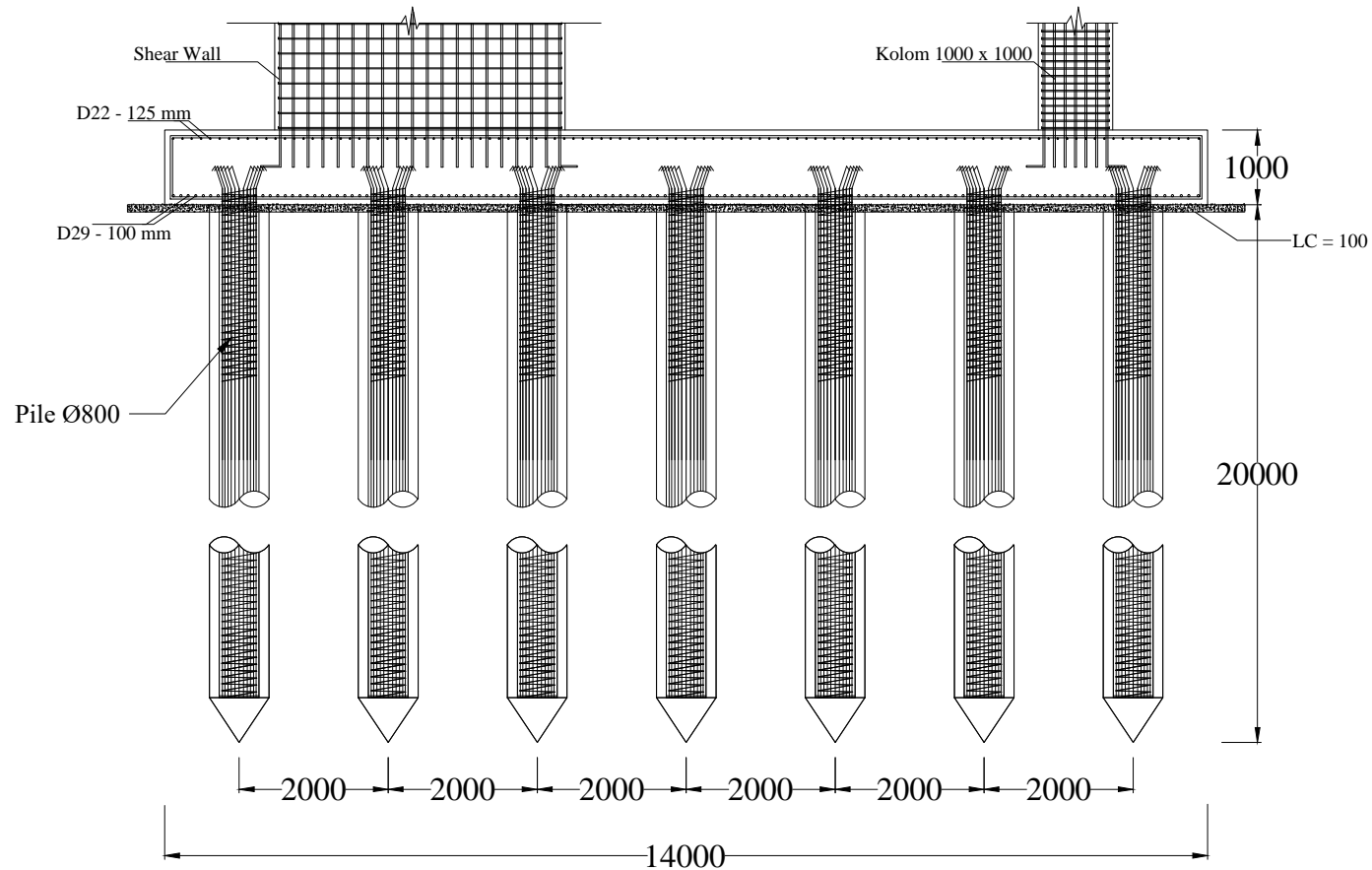
Potongan A-A Poer Tipe 3
Tipe 3

NO GAMBAR

SKALA

28

1:100



Potongan A-A Poer Tipe 3
SKALA 1:100

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Andreas Satya Putra ini dilahirkan di Surabaya pada tanggal 26 Desember 1996. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Petra 10 Kota Surabaya, SMP Petra 1 Kota Surabaya, dan SMA Petra 1 Kota Surabaya. Setelah lulus pada pendidikan tingkat SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Departemen Teknik Sipil ITS pada tahun 2015 melalui program SNMPTN 2015 dan terdaftar dengan nomor pokok (NRP) mahasiswa 03111540000056. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2019 dengan judul Tugas Akhir “Perbandingan Perhitungan Struktur Gedung The Arundaya Surabaya Tower 2 Menggunakan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2010 dan Peta Zonasi Gempa Indonesia Tahun 2017”. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat melalui email: andreas.satyaputra@gmail.com.